



**CERMES**

**THESE**

pour obtenir le grade de

**Docteur de l'École Nationale des Ponts et Chaussées**

**Discipline : Géotechnique**

présentée et soutenue publiquement  
par

**Jean Paul KARAM**

Le 23 Novembre 2006

**Titre**

**Etude de la rhéologie des loess du Nord de la France  
Application à l'évaluation de leur risque de liquéfaction**

*Directeur de thèse :*

**Yu-Jun CUI**

Jury

M. J. Carlos SANTAMARINA  
M. Jean Marie FLEUREAU  
M. Richard LAGABRIELLE  
M. Jean Marc TERPEREAU  
M. Jean CANOU

Rapporteur  
Rapporteur  
Examineur  
Examineur  
Examineur

## *Remerciements*

*Je tiens tout d'abord à remercier Dieu pour le courage qu'il m'a donné afin de pouvoir finir ce travail.*

*Ensuite, mes remerciements s'adresseront à mon Directeur de Thèse, Monsieur Yu Jun CUI pour avoir dirigé ces recherches avec beaucoup de rigueur, de compétences professionnelles et de patience. Merci également à Monsieur Jean Canou pour son suivi et ses conseils.*

*Je souhaite adresser ma gratitude à Monsieur Jean Marc Terpereau et à tout le personnel de la SNCF et RFF qui ont participés au soutien financier et à l'aboutissement de ce travail.*

*Une profonde pensée à toute ma famille qui m'a permis de réaliser cette grand étape de ma vie par leur soutien permanent et leur amour infini.*

*Je pense à mes collègues de travail et à mes étudiants de DEA.*

*Je tiens finalement à remercier tous les membres du CERMES, particulièrement l'équipe technique qui a contribué à ma formation expérimentale.*

*Je profite de l'occasion pour saluer les chercheurs et les doctorants que j'ai pu côtoyer au CERMES et ailleurs pendant la durée de cette thèse. Merci à tous ceux qui m'ont aidé ou soutenu d'une manière ou d'une autre.*

*Jean Paul*

*« Le courage de la goutte d'eau, c'est qu'elle ose tomber dans le désert ... »*

*Lao-She*

## *Sommaire*

<b>INTRODUCTION.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I LES LOESS : GENERALITE SUR LEUR COMPORTEMENT .....</b>	<b>5</b>
1.1 Lithologie, formation et répartition en France et dans le monde.....	5
1.2 Caractérisations géotechniques du loess de Beugnâtre.....	6
1.3 Propriétés d'effondrement .....	7
1.4 Propriétés d'endommagement .....	9
1.5 Propriétés de liquéfaction .....	13
1.6 Méthodes pour déterminer le module de cisaillement d'un sol en petites et grandes déformations .....	14
1.7 La dégradation du module de cisaillement pendant un chargement statique et cyclique ...	16
1.8 Présentation de quelques essais in situ.....	18
1.9 Les méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction.....	20
1.9.1 Approche par contraintes cycliques (Seed et Idriss, 1971).....	21
1.9.2 Facteur d'échelle d'amplitude.....	23
1.9.3 Le rapport de la résistance au cisaillement cyclique, $R_{cr}$ .....	24
1.9.4 Evaluation de la liquéfaction par les méthodes de l'essai SPT.....	26
1.9.5 La normalisation des contraintes .....	26
1.9.5.1 Méthode approximative de Blake (1999) .....	28
1.9.6 Evaluation de liquéfaction par la méthode de l'essai CPT.....	34
1.9.6.1 Méthode de Robertson et Wride (1998).....	34
1.9.6.2 Méthode d'Olsen et al. (1997) .....	39
1.9.6.3 Méthode de Juang et al. (2003).....	39
1.9.6.4 Méthode Chinoise .....	40
1.9.7 Evaluation de liquéfaction par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement	41
1.9.7.1 Les avantages dans l'utilisation de $V_s$ .....	42
1.9.7.2 Résistance à la liquéfaction et vitesse de cisaillement.....	43
1.9.7.3 Les différentes relations proposées entre $R_{cr}$ et $V_s$ .....	45
1.10 Evaluation de la liquéfaction à partir d'essais au dilatomètre de Marchetti (DMT) .....	51
1.10.1 Méthode approximative de Marchetti (1982) .....	52
1.10.2 Méthode de Robertson et Campanella (1986) .....	52
1.10.3 Méthode de Reyna et Chameau (1991).....	54
1.10.4 Méthode de Monaco et Marchetti (2005) .....	55
1.10.5 Conclusion .....	57
1.11 Modélisation numérique du comportement mécanique .....	58
1.11.1 Introduction.....	58
1.11.2 Le modèle de surface de frontière (Pastor et al., 1985) .....	59
1.11.3 Le modèle de plasticité généralisée (Pastor et al., 1990).....	61
1.11.4 Modèle élastoplastique avec endommagement (Gens et Nova, 1993) .....	63
1.11.4.1 Effet de la cimentation sur le domaine élastique initial.....	64
1.11.4.2 Dégradation des liants et l'évolution de la surface de charge.....	65
1.11.5 Conclusion .....	67

## **CHAPITRE II MATERIAU ETUDIE ET TECHNIQUES EXPERIMENTALES.....69**

2.1 Origine et propriétés du materiau étudié.....	69
2.1.1 Courbe de rétention d'eau.....	70
2.1.2 Microstructure.....	71
2.1.2.a Porosimétrie au mercure.....	71
2.1.2.b Observation au Microscope Electronique à Balayage (MEB).....	72
2.1.2.c Conductivité hydraulique.....	72
2.2 Techniques expérimentales : étalonnage et protocole d'essais.....	74
2.2.1 Etude au porosimètre à mercure.....	74
2.2.1.a La procédure d'essais.....	74
2.2.1.b La lyophilisation.....	74
2.2.1.c Le dispositif expérimental.....	75
2.2.2 Essais de liquéfaction au triaxial cyclique à faible fréquence.....	75
2.2.2.a La procédure d'essais.....	76
2.2.3 Essais de liquéfaction par écrasement de pores.....	79
2.2.3.a La procédure d'essais.....	79
2.2.3.b Etalonnage du capteur différentiel.....	81
2.2.4 Essais d'endommagement à grandes fréquences.....	85
2.2.4.a La procédure d'essais.....	85
2.2.5 Bender element.....	87
2.2.5.a Introduction.....	87
2.2.5.b Description de l'équipement.....	88
2.2.5.c Les sources d'erreurs dans les mesures.....	90
2.2.5.d Méthodes pour déterminer le temps d'arrivée de l'onde $V_s$ .....	95
2.2.5.e Détermination expérimentale de la fréquence de résonance du système cellule + bender element.....	101
2.3 Préparation d'échantillons.....	108
2.3.1 – Procédure d'essais.....	108

## **CHAPITRE III COMPORTEMENT DE LIQUEFACTION ET D'ENDOMMAGEMENT....110**

3.1 Introduction.....	110
3.2 Mise en évidence de la liquefaction statique des lœss.....	110
3.3 Essais en chargement triaxial cyclique a une faible frequence de 0,05hz.....	113
3.4 Courbes de resistance a la liquefaction.....	124
3.5 Etat final des echantillons.....	125
3.6 Etude de liquefaction par écrasement de pores.....	126
3.7 Essai d'endommagement au mts.....	137
3.8 Effet de la frequence.....	147
3.9 Effet de la teneur en eau sur la compressibilite.....	148
3.10 Effet de l'endommagement sur la microstructure.....	148
3.10.1 Présentation des résultats.....	149
3.11 Conclusion.....	153

## **CHAPITRE IV DÉTERMINATION EXPERIMENTALE DE LA VITESSE DES ONDES DE CISAILLEMENT.....155**

4.1 Introduction.....	155
4.2 Effet du degré de saturation et de la pression de confinement.....	155
4.3 Effet des fines et de la cimentation sur la vitesse de cisaillement.....	156
4.5 Effet du drainage.....	158
4.6 Corrélation entre $V_s$ et les différents facteurs étudiés.....	159
4.7 Applications.....	165
4.8 Conclusion.....	168



<b>CHAPITRE V DEVELOPPEMENT D'UNE METHODE D'EVALUATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION.....</b>	<b>169</b>
5.1 Introduction.....	169
5.2 Evaluation des methodes existantes portant sur le risque de liquefaction à partir des ..... mesures in situ.....	170
5.2.1 Evaluation par la méthode SPT.....	170
5.2.2 Evaluation par la méthode CPT .....	174
5.2.3 Evaluation par la méthode $V_s$ .....	182
5.3 Conclusion .....	187
5.4 Développement d'une methode permettant d'évaluer le risque de liquefaction à partir ..... d'essais in situ sur sols non saturés.....	188
5.4.1 Introduction.....	188
5.4.2 Méthode proposée.....	189
5.5 Application de la methode .....	198
5.5.1 Application au site de Beugnâtre.....	198
5.5.2 Application au site du Km 89 .....	205
5.5.3 Application au site du Km 133 .....	207
5.5.4 Application au site du Km 137 .....	210
5.6 Conclusion .....	213
<b>CHAPITRE VI DEVELOPPEMENT D'UN MODELE DE COMPORTEMENT ELASTO-PLASTIQUE AVEC ENDOMMAGEMENT.....</b>	<b>215</b>
6.1 Introduction.....	215
6.2 Modèle élasto-plastique avec endommagement .....	217
6.2.1– Evolution de l'endommagement.....	219
6.2.2 La surface de charge .....	221
6.2.3 La règle d'écoulement.....	222
6.2.4 Passage élastique - plastique.....	223
6.2.5 Le critère de chargement.....	223
6.3 Détermination expérimentale de quelques paramètres .....	224
6.3.1 Simulations numériques.....	228
6.3.1.1 Simulation du comportement de durcissement (écrouissage positif) .....	228
6.3.1.2 Simulations dans le cas de radoucissement .....	231
6.4 Modélisation sous chargement cyclique .....	233
6.4.1 Potentiel plastique et surface de frontière.....	233
6.4.2 Le module plastique de la surface de frontière .....	234
6.4.3 Le module plastique de l'état de contraintes actuelles .....	236
6.4.4 Le module plastique au déchargement.....	238
6.5 Simulations numériques.....	238
6.5.1 Simulation dans le cas d'écrouissage positif .....	238
6.5.2 Simulation du comportement d'écrouissage négatif.....	240
6.5.3 Influence de la cimentation sous chargement cyclique.....	242
6.5.4 Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux .....	244
6.6 Extension à l'effet de la succion .....	248
6.6.2 Surface de charge.....	248
6.6.3 Règle d'écoulement .....	249
6.6.4 Loi d'écrouissage .....	249
6.6.5 Simulations .....	250
6.7 Conclusion .....	252

<b>CONCLUSION GENERALE.....</b>	<b>253</b>
<b>ANNEXE.....</b>	<b>256</b>
<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>	<b>258</b>

## *Introduction*

L'évaluation d'un certain nombre de problèmes de génie civil nécessite souvent la considération du comportement dynamique des sols comme dans le cas des fondations sous chargements sismiques, de vibrations dues à des machines ou bien à la circulation routière et ferroviaires. Un problème très fréquent de nos jours est l'effondrement du sol, près d'une source à mouvement vibratoire, soit sous les fondations des structures existantes soit en surface. Les raisons de cet effondrement restent variées et fortement dépendantes de la nature du sol elle-même. En France, l'affaissement dû à l'effondrement des sols loessiques sur la ligne du TGV Nord en Picardie se présentait sous forme de cuvettes de 3m à 5m de diamètre avec un tassement de 0,5m à 1m environ (Cui, 1995). Les recherches menées depuis 2003 (Marcial et Cui, 2003a et 2003b) ont montré que cet effondrement est principalement le résultat de l'infiltration d'eau, de l'endommagement dû aux passages du train quand il se présentait dans des conditions non saturées et de la liquéfaction de certaines couches quand elles sont saturées. Les travaux réalisés et présentés dans ce mémoire s'inscrivent dans le cadre des recherches financées par le Réseau Ferré de France (RFF) et menées conjointement par la Société Nationale des Chemins de fer Français (SNCF) et l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées (ENPC) afin de mieux comprendre le comportement des sols loessiques sous les sollicitations ferroviaires.

La déformation, potentiellement importante, des sols loessiques est un problème géotechnique sérieux, capable de causer des dégâts souvent irréparables, tant à des ouvrages existants qu'à de nouvelles constructions. En raison de leur genèse et de leur constitution, les dépôts de loess forment des structures remarquablement *poreuses*, maintenues par des *liants*, dont la force augmente avec le temps, d'où la terminologie de *cimentation naturelle*. En général, ces dépôts ont une granulométrie semblable, une même composition minérale, une structure poreuse et un faible degré de saturation. Bien que cette formation puisse maintenir une structure relativement poreuse sous une épaisseur considérable des sols sus-jacents, elle restera métastable et la structure s'effondrera dans les conditions d'un surchargement et/ou d'humidification (Derbyshire et al., 1995b).

Dijkstra et al. en 1994 ont relié le problème d'effondrement de ces sols à des conditions initiales de faible densité sèche et de faible teneur en eau. Toutefois, on pense que l'infiltration d'eau n'est pas la seule cause d'un tel effondrement; leur liquéfaction une

fois qu'ils sont saturés et soumis à des chargements cycliques dus aux passages répétés de trains est aussi une cause importante. Pour montrer le caractère liquéfiable de ces sols, Marcial et Cui ont réalisé en 2003 des essais triaxiaux monotones sur des échantillons pris sur le site de Beugnâtre à différentes profondeurs, 1,20m ; 2,20m ; 3,50m et 4,90m respectivement. Ils ont observé une augmentation de la pression interstitielle qui a atteint un palier proche de la pression de confinement. Ainsi, la susceptibilité de ces sols à la liquéfaction statique a été mise en évidence. Clairement, il devenait important de trouver une méthode qui permet de localiser les couches à risque vis-à-vis de la liquéfaction afin de pouvoir les traiter pour assurer le bon fonctionnement de toutes les structures fondées sur ces dépôts. Cependant, et bien avant qu'une technique sûre, efficace et économique soit établie, il est essentiel que les mécanismes de métastabilité des loess et de son effondrement soient compris. Ainsi, l'objectif de l'étude dans le cadre de la thèse est de développer à travers plusieurs essais expérimentaux réalisés, deux modèles, le premier correspondant à une méthode de localisation des couches à risque in situ et ce à travers des paramètres géotechniques classiques et le deuxième étant un modèle rhéologique capable de décrire les phénomènes de liquéfaction et d'endommagement.

### ***Plan de l'étude***

Ce rapport est divisé en deux parties, la première comprend l'étude bibliographique et expérimentale et la deuxième la partie modélisation. Il contient six chapitres au total. Dans le chapitre I, on présentera les caractéristiques géotechniques du loess de Picardie en comparaison avec quelques loess du monde. Ensuite, on présentera un résumé sur ses propriétés d'effondrement, d'endommagement et ses propriétés sous chargement cyclique. On s'intéresse ensuite aux méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction basées sur les mesures in situ tel le *SPT*, le *CPT*, le *DMT* et les mesures de la vitesse de cisaillement  $V_s$ . Finalement, on présente un résumé sur les modèles de surface de frontière (Pastor et al., 1985), de plasticité généralisée (Pastor et al., 1990) et le modèle élastoplastique avec endommagement (Gens et Vaunat, 2003).

Dans le chapitre II, une présentation du matériau étudié sera faite et les techniques expérimentales seront développées: le protocole des essais de liquéfaction sur la cellule triaxiale cyclique, Buhel et Faubel, et son étalonnage, le protocole des essais d'endommagement sur la presse MTS de 100 KN et le protocole des essais de mesure de la vitesse de cisaillement réalisés sur les bender element seront présentés en détail. Pour les

essais de liquéfaction, deux cas seront abordés : liquéfaction à l'état saturé et liquéfaction à l'état proche de la saturation.

Dans le chapitre III, une interprétation des essais triaxiaux cycliques réalisés sur des échantillons pris à quatre profondeurs différentes, 1,20m ; 2,20m ; 3,50m et 4,90m respectivement et une synthèse sur le comportement cyclique du loess seront présentées : les courbes de résistance à la liquéfaction montrent que le sol situé à 2,20m est le moins résistant. Les essais cycliques sur des échantillons initialement non saturés montrent qu'à une teneur en eau proche de celle de saturation, le potentiel à la liquéfaction est significatif.

Le chapitre IV sera consacré à l'étude du comportement d'endommagement du loess sous grandes fréquences. Les résultats des essais réalisés sur la presse MTS seront présentés, l'accent sera mis sur l'effet de la teneur en eau et de la fréquence sur l'endommagement du sol. Les résultats ont montré que l'endommagement défini comme la variation des déformations avec le nombre de cycles, est d'autant plus important que la teneur en eau est élevée. Cette variation est, pour une même fréquence, de l'ordre de 1% pour le sol à 1,20m et de 0,6% pour le sol à 3,50m. Avec l'augmentation de la fréquence, l'amplitude des déformations semble augmenter légèrement. L'effet de la pression et du degré de saturation, du pourcentage des fines et des carbonates et de la densité sur les mesures de la vitesse des ondes de cisaillement à travers des essais réalisés sur bender element seront présentés par la suite. Le chapitre terminera par la proposition d'une corrélation reliant  $V_s$  à tous ces paramètres.

La deuxième partie sera consacrée à la modélisation. Dans le chapitre V, une application des méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction existantes à partir des données in situ procurées par la SNCF sera présentée en détail. Les résultats montrent que les prévisions de certaines méthodes telles que le CPT sont cohérentes du point de vue de localisation des couches à risque, mais en revanche les valeurs importantes du facteur de sécurité montrent une certaine limite de ces méthodes qui ne prennent pas en considération l'effet de la cimentation et du passage des conditions non saturées aux conditions saturées. On présente par la suite le développement d'une nouvelle méthode basée sur les mesures de la vitesse de cisaillement et les courbes de résistance à la liquéfaction déterminées dans le chapitre III avec son application à différents sites. La relation proposée dans le chapitre précédent est essentielle dans cette méthode qui nécessite la connaissance de la vitesse de cisaillement à l'état saturé.

Enfin, dans le chapitre VI, on présentera le développement d'un modèle basé sur celui de Gens et Vaunat (2003), pour l'aspect d'endommagement, sur le modèle de Pastor et al. (1985) pour l'aspect élasto-plastique et sur le modèle d'Alonso et al. (1990) pour l'effet de la succion. Ce modèle est capable de décrire les principaux phénomènes observés expérimentalement sur les lœss de Picardie comme l'effondrement dû à la diminution de succion, l'endommagement dû au chargement cyclique et la liquéfaction sous sollicitations cycliques à l'état saturé. La détermination des paramètres du modèle sera discutée et les résultats d'une étude paramétrique sera présentée.

## Chapitre I

### *Les læss: généralité sur leur comportement*

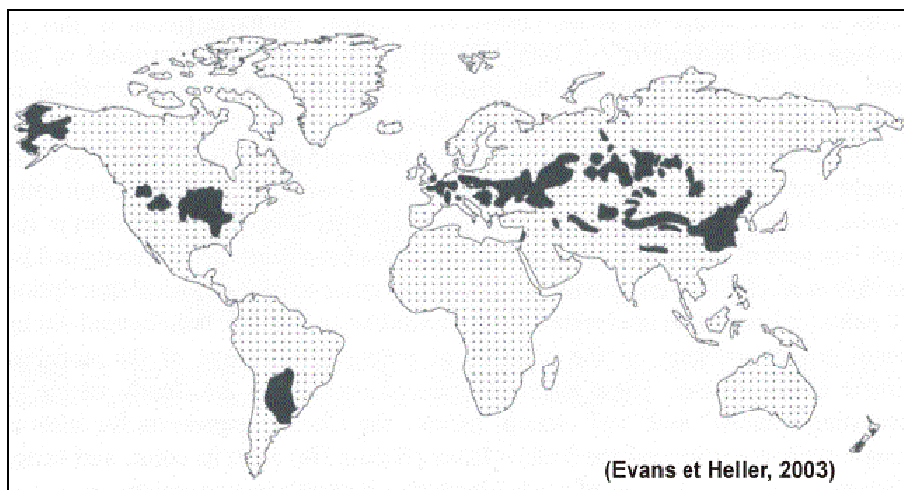
#### 1.1 Lithologie, formation et répartition en France et dans le monde

Le *læss*, habituellement de couleur jaunâtre ou brun, est un sol sédimentaire détritique meuble formé par l'accumulation de limons issus de l'érosion éolienne (déflation) sous climat périglaciaire. Il est appelé aussi « limon des plateaux » (notice des cartes géologiques françaises) bien que leur position en sommet de plateau ne soit pas systématique. Etymologiquement, le terme « læss » a été formé par le géologue Von Leonhard, probablement à partir de l'Aléman (dialecte suisse) *lösch* « peu compact, meuble, gros caillou ». Parfois nommé la "farine des roches" en raison de son origine dans les dépôts glaciaires, le loess est fortement susceptible à l'érosion du vent. Ces dépôts sont devenus très profonds, jusqu'à 90 m de profondeur dans les régions de la Chine et jusqu'à 30m dans les bluffs de loess le long des fleuves du Mississippi et de Missouri aux Etats Unis.

Le læss est formé principalement de silice (quartz détritique) et de carbonate de calcium ( $\text{CaCO}_3$ ). Il se caractérise par un très bon tri granulométrique dû à son origine éolienne, avec essentiellement des grains compris entre 10 et 50  $\mu\text{m}$ . Ainsi au niveau granulométrique le læss est un limon. Il contient, en proportion moindre, des sables et des argiles (ces dernières pouvant être agglomérées et former des grains de limon fin). Il est homogène, sans stratifications mais avec une très forte porosité résultant de traces de racines et d'une cimentation carbonatée des grains. Il résulte, au cours du Pléistocène, de l'accumulation, sous climat froid et sec, de limons transportés par le vent depuis des zones sources (alluvions, dépôts fluvio-glaciaires, sédiment côtiers et estuariens, zones arides) soumises à une déflation éolienne. Une dérive granulométrique vers les sables (læss « sableux ») peut être due à la proximité de la zone source læss et donc à un tri éolien moins poussé (Pierre Antoine, 2002).

La répartition spatiale du læss est liée aux conditions de dépôts, en marge des inlandsis continentaux et des déserts glaciaires. Le læss est présent aux latitudes moyennes de l'hémisphère nord, entre 30° et 60° (Europe, États-Unis, Chine) sur environ 10 % de la surface terrestre. Des dépôts de læss existent, dans l'hémisphère sud, en Argentine et la New Zélande. L'épaisseur des sédiments læssiques peut dépasser plusieurs dizaines de mètres.

Les plus importants dépôts se situent en Chine où ils atteignent environ 200 m de profondeur et sont incisés en plateaux (figure1-1).



**Figure 1-1: Répartition du loess sur les cinq continents (Evans et Heller, 2003)**

En France, le loess recouvre le nord du pays d'une couche de quelques mètres d'épaisseur au maximum; il est formé de particules d'argiles, de silice et de calcaire. Il provient de la déflation des matériaux glaciaires quaternaires. Le calcaire est dissous en surface par les eaux d'infiltration: le loess est décalcifié et prend le nom de lehm. Une zone particulièrement affectée est la zone de Picardie située entre Paris et Lille.

## 1.2 Caractérisations géotechniques du loess de Beugnâtre

Les résultats de la campagne de reconnaissance des sols réalisés sur un site à Beugnâtre ont montré la présence de limons décomprimés peu plastiques, en général non saturés et caractérisés par une forte porosité (de l'ordre de 48%), par une faible densité sèche ( $1,39 - 1,55 \text{ Mg/m}^3$ ), et par la présence d'une cimentation carbonatées ( $\text{CaCO}_3$ ) variant de 5% à 15% suivant la profondeur. La granulométrie de ces sols effectuée sur des prélèvements réalisés sur quatre profondeurs différentes, 1,20m ; 2,20m ; 3,50m et 4,90m respectivement montre que ces limons de couleur marron clair présentent une fraction argileuse ( $<2\mu\text{m}$ ) variant entre 16% et 20% (Figure 1-2). Le degré de saturation varie entre 53% et 82%. La succion initiale a été mesurée par la méthode du papier filtre et elle varie entre 20 kPa et 34 kPa.



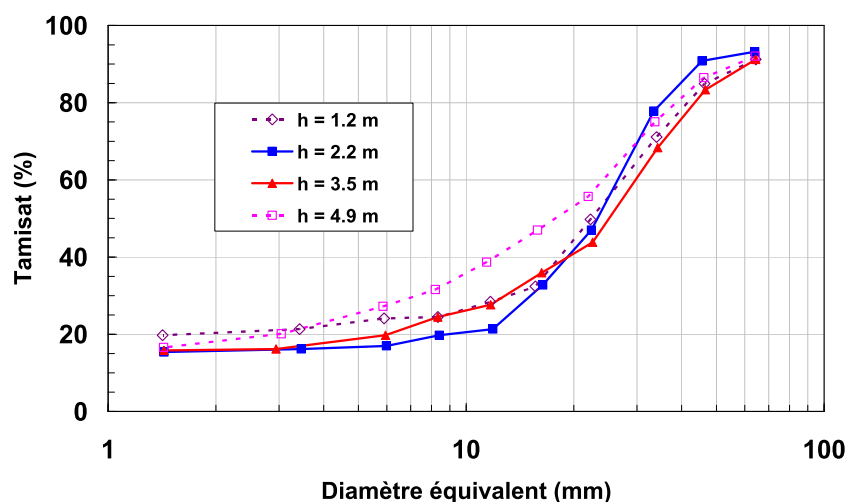


Figure 1.2: Courbes granulométriques des quatre sols (Marcial et Cui, 2003)

En Bulgarie, en Roumanie et aux états Soviétiques, on trouve des lœss presque identiques à ceux de Beugnâtre : densité sèche faible ( $1,39$  à  $1,42 \text{ g/cm}^3$ ), une faible teneur en eau naturelle ( $14\%$ ), faible indice de plasticité ( $6,4$  à  $10$ ),  $10$  à  $20 \%$  de fines et un pourcentage de carbonate ( $\text{CaCO}_3$ ) assez élevé ( $16,32$  à  $22,4 \%$ ) (Antonov, 2003). Les propriétés géotechniques du lœss sont généralement très dépendantes de sa composition et de sa structure.

Les effets liés aux problèmes des loess sont importantes sur l'infrastructure, les développements urbains et ruraux en Chine et l'Europe de l'Est. Par exemple, en Chine dans la ville de Xining, un immeuble de trois étages a été complètement détruit après l'effondrement du sol situé sous les fondations dû à l'augmentation de la nappe phréatique (Qian et al., 1988) ; en Libye, on a identifié un affaissement de  $1,50$  à  $2\text{m}$  d'un barrage de  $30\text{m}$  à  $40\text{m}$  sur un dépôt de loess de  $5\text{m}$  à  $20\text{m}$ , ce qui a conduit à des traitement spéciaux du sol avant la construction ; dans les unions soviétiques  $10\%$  du territoire concerne les lœss, les sols sur lesquels reposaient  $30\%$  des constructions réalisées entre 1960 et 1980.

### 1.3 Propriétés d'effondrement

Marcial et Cui (2003) ont réalisé une étude de quantification des phénomènes d'effondrement et d'endommagement de ces sols loessiques de Beugnâtre. Ils ont montré à travers des essais de laboratoire que ces sols sont susceptibles de s'effondrer sous des sollicitations mécaniques (contrainte statique), hydriques (humidité) et cycliques. Contrairement au phénomène d'effondrement lié à l'augmentation de la teneur en eau sous

des contraintes mécaniques et qui a fait l'objet de nombreuses investigations, l'effondrement dû à l'effet dynamique est très peu abordé, tant sur le plan théorique que sur le plan expérimental. Pour cette raison Cui et al. (1995) se sont intéressés de plus près sur cet effet et ont montré qu'il n'est pas négligeable puisqu'ils ont obtenu sous l'application de vibrations cycliques, 10% d'effondrement contre 2% sous l'effet de la saturation à 200 kPa de contrainte verticale constante.

En général, un sol est dit éffondrable s'il vérifie deux conditions : premièrement au niveau macroscopique, la présence d'une forte porosité et deuxièmement à l'échelle microscopique si le critère de rupture de Mohr – Coulomb généralisé (Cui et Magnan, 2000) est vérifié :

$$\tau_{\max} = c(S, CaCO_3) + \sigma_n(\sigma, S) \tan \varphi(I_d) \quad \text{où}$$

$\tau_{\max}$  est la résistance au cisaillement local (agrégat – agrégat ou grain – grain)

$c$  est la cohésion dépendante de la succion et de la cimentation  $CaCO_3$

$\sigma_n$  est la contrainte normale dépendante de la contrainte  $\sigma$  et de la succion

$\varphi$  est l'angle de frottement dépendant principalement de l'indice de densité  $I_d$ .

Marcial et Cui (2003) ont étudié plusieurs critères d'effondrement, les critères de Knight (1963), de Denisov (1951), de Feda (1964), de Stephanoff et Kremakova (1960) etc. sur les quatre couches de sol. Ils ont constaté que la couche à 2,20m était la plus éffondrable ce qui était en bon accord avec les observations in situ. Cette couche a été ainsi sélectionnée pour évaluer son risque d'effondrement aux simple et double oedomètre (figure 1-3a). Les résultats sont récapitulés dans le tableau 1-1. Sur la figure 1-3b, on présente les courbes obtenues au porosimètre à mercure pour un sol intact et effondré de la couche 2,20m. La différence entre l'état effondré et l'état intact s'explique principalement par l'effondrement des macropores. En effet, la valeur de l'indice des vides occupés par le mercure,  $e_m$  à  $7\mu m$  de rayon d'accès est égale à 0,3 environ pour l'échantillon intact, alors que celle pour l'échantillon effondré est égale à 0,1, soit une différence de 0,2. Cette différence est comparable avec la mesure macroscopique : l'indice des vides déterminé au début de l'essai était de l'ordre de 0,8 alors qu'à l'état intact il était de 0,97.

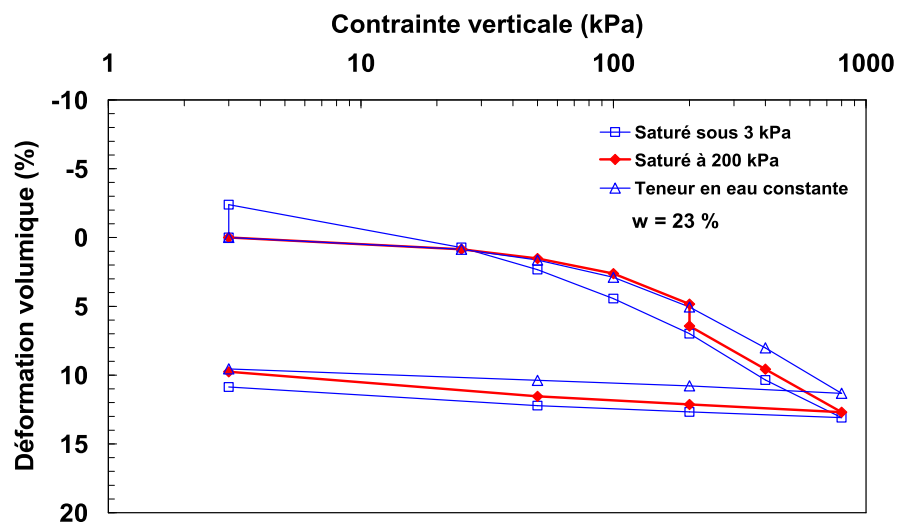
**Tableau 1-1: Effondrement obtenu par simple et double oedomètre, sous 200 kPa de contrainte (Marcial et Cui, 2003)**

<b>Teneur en eau (%)</b>	<b>Effondrement (%) Double oedomètre</b>	<b>Effondrement (%) Simple oedomètre</b>
23	1,99	1,59
18	3,66	3,22
14	4,39	4,66
10	6,03	5,90
4	7,43	6,86
0	9,05	7,75

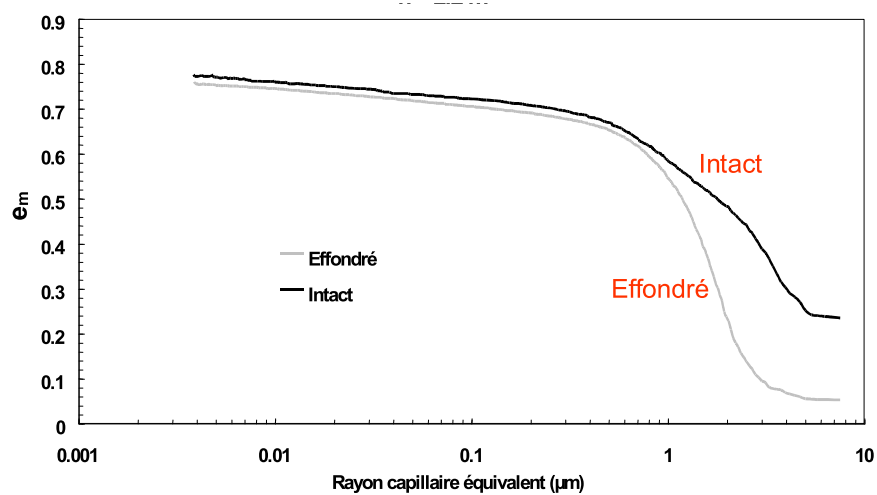
Les résultats présentés au tableau 1-1, montrent une augmentation de l'effondrement avec la diminution de la teneur en eau et que la valeur de l'effondrement obtenue avec les deux méthodes est presque identique.

#### 1.4 Les propriétés d'endommagement

L'endommagement des sols cimentés est défini comme l'évolution des déformations volumiques dues aux chargements mécaniques. Pour le læss de Picardie, un des phénomènes engendrant l'effondrement est l'endommagement dû aux circulations répétées du TGV. Au laboratoire, ce phénomène a été étudié au triaxial sous faible fréquence et sur la presse MTS où la fréquence du chargement appliqué peut aller jusqu'à 40Hz. Les essais d'endommagement mesurés au triaxial cyclique sous un déviateur de 20 kPa réalisés sur des échantillons non saturés ont montré que la rupture n'est jamais atteinte quelque soit la teneur en eau. Avec l'augmentation du déviateur par palier de 10 kPa, les résultats ont montré que la charge à la rupture est fortement dépendante de la teneur en eau (figure 1-4). Il y a d'autant moins de nombre de paliers de charge que la teneur en eau est élevée, montrant une diminution de la résistance du sol avec l'augmentation de la teneur en eau. Ceci est compatible avec les résultats classiques des sols non saturés. De plus, le comportement du sol à chaque palier semble dépendre de l'amplitude du déviateur. En effet, plus l'amplitude du déviateur est grande, plus la déformation est généralement importante; mais ceci à l'exception de l'essai à  $w = 10\%$  où ce phénomène n'est pas observé.

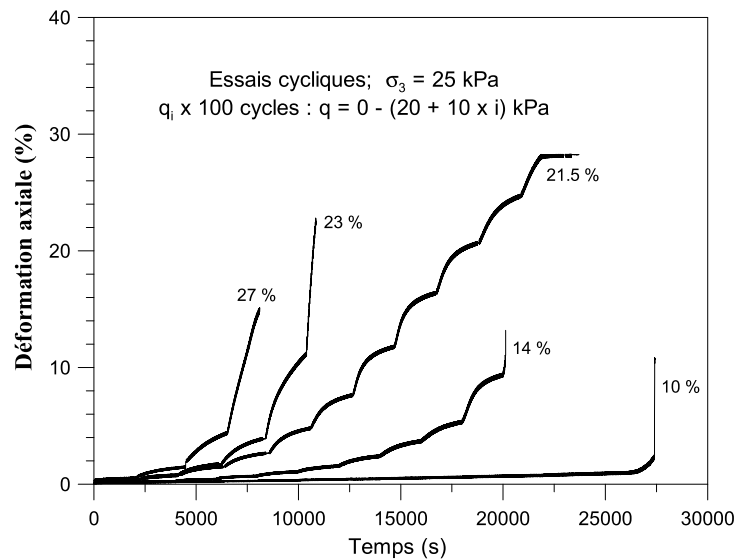


(a)

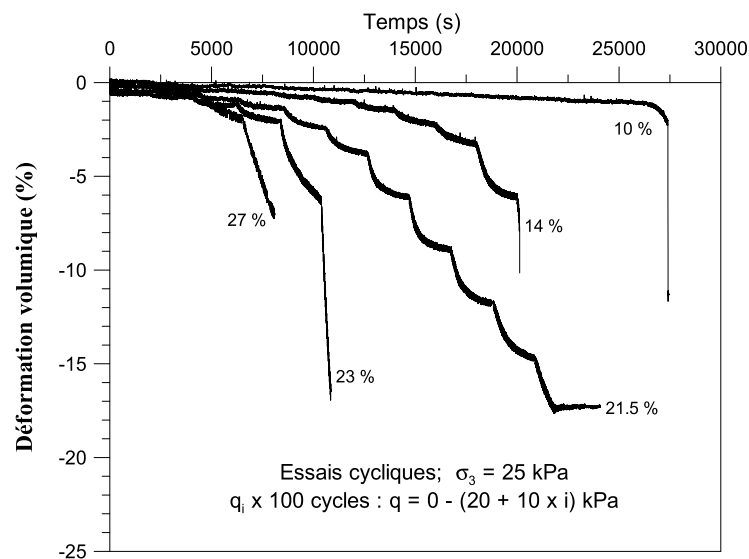


(b)

Figure 1-3: Exemple d'effondrement du loess à 2,20m (a) au simple et double oedomètre (b) vu selon la technique du porosimètre à mercure (Marcial, 2003)



(a)

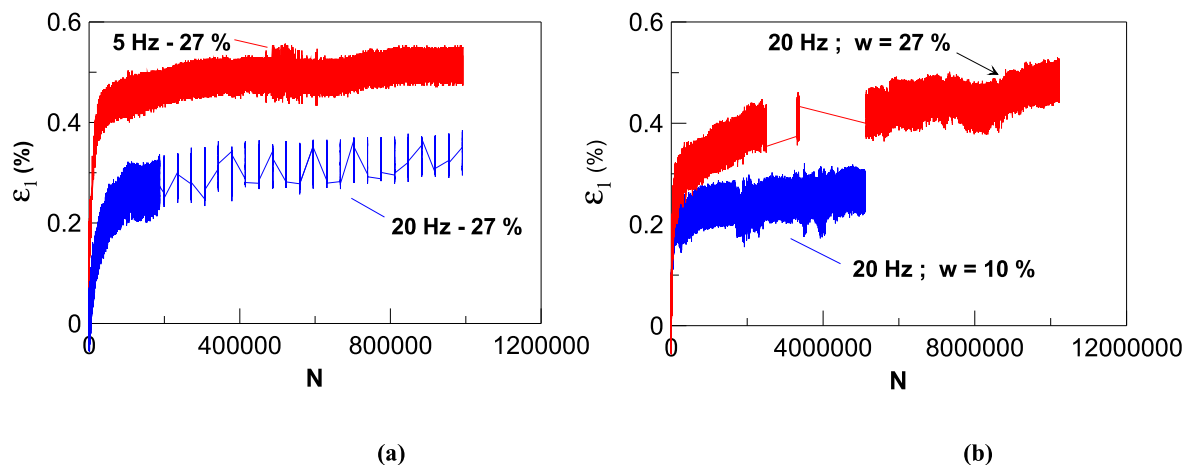


(b)

**Figure 1-4: Effet de l'eau sur l'évolution des déformations pendant un chargement cyclique à la rupture**  
**(a) déformations axiales (b) déformations volumiques**

Sur la presse MTS, Marcial et Cui (2003) ont réalisé des essais d'endommagement en appliquant des cycles de contraintes de 35 à 55 kPa. Ces contraintes ont été définies en considérant le poids de terres (35 kPa) et la charge cyclique induite par le TGV (0–20 kPa). Les résultats ont montré que le taux de déformation reste le même au bout de 10 millions de cycles (5 ans de circulation du TGV). La teneur en eau a un effet important sur l'évolution

des déformations (figure 1-5 (b)), en revanche, l'effet de la fréquence semble négligeable (figure 1-5(a)).



**Figure 1-5: Evolution des déformations axiales avec l'endommagement (a) effet de la fréquence  
(b) effet de l'eau**

Pour étudier l'effet de l'endommagement sur l'effondrabilité du loess, ils ont réalisé des essais oedométriques (méthode du double oedomètre) sur des échantillons endommagés à différentes teneurs en eau et fréquences. Le tableau 1-2 résume les résultats obtenus.

**Tableau 1-2: Effet de l'endommagement sur l'effondrabilité du loess (Marcial et Cui, 2003)**

w(%)	Eff. (Intact)	Eff. (1M – 20 Hz)	Eff. (2M – 20 Hz)	Eff. (10M – 20 Hz)	Eff. (5M – 20 Hz)	Eff. (1M – 5 Hz)
10	6,03	-	-	-	3	-
27	1,75	2,75	2,4	0,6	-	0,5

A partir du tableau 1-2, on observe que l'effondrement diminue après endommagement du sol intact à faible teneur en eau, alors qu'il devient dépendant de la fréquence et du nombre de cycles appliqués pour une teneur en eau beaucoup plus importante.

### 1.5 Propriétés de liquéfaction

Les essais d'endommagement ont montré que les déformations volumiques développées sont importantes avec l'application de millions de cycles. On peut imaginer que si cette variation due à l'écrasement de pores peut aboutir à la saturation du sol, il est possible que le phénomène de liquéfaction ait lieu. En effet, Marcial et Cui en 2003 ont réalisé des essais triaxiaux en chargement monotone non drainé. Les résultats obtenus ont montré une augmentation de la pression interstitielle jusqu'à 21,5 kPa, proche de la contrainte de consolidation (25 kPa) (figure 1-6(a)). Par référence aux travaux de Benahmed sur la liquéfaction des sables lâches sous cisaillement monotone et cyclique (Benahmed, 2001 ; Canou et al., 2002 ; Benahmed et al., 2004), qui ont montré la bonne correspondance entre le comportement en chargement monotone en condition non drainée et le comportement cyclique, la liquéfiabilité du lœss a été mise en évidence. Ainsi, des essais triaxiaux cycliques ont été réalisés sur des échantillons à 2,20m et les résultats ont confirmé les observations en chargement monotone. En effet, à  $q_{\max}=13,9$  kPa la liquéfaction a eu lieu au bout de 3 cycles (figure 1-6(b)).

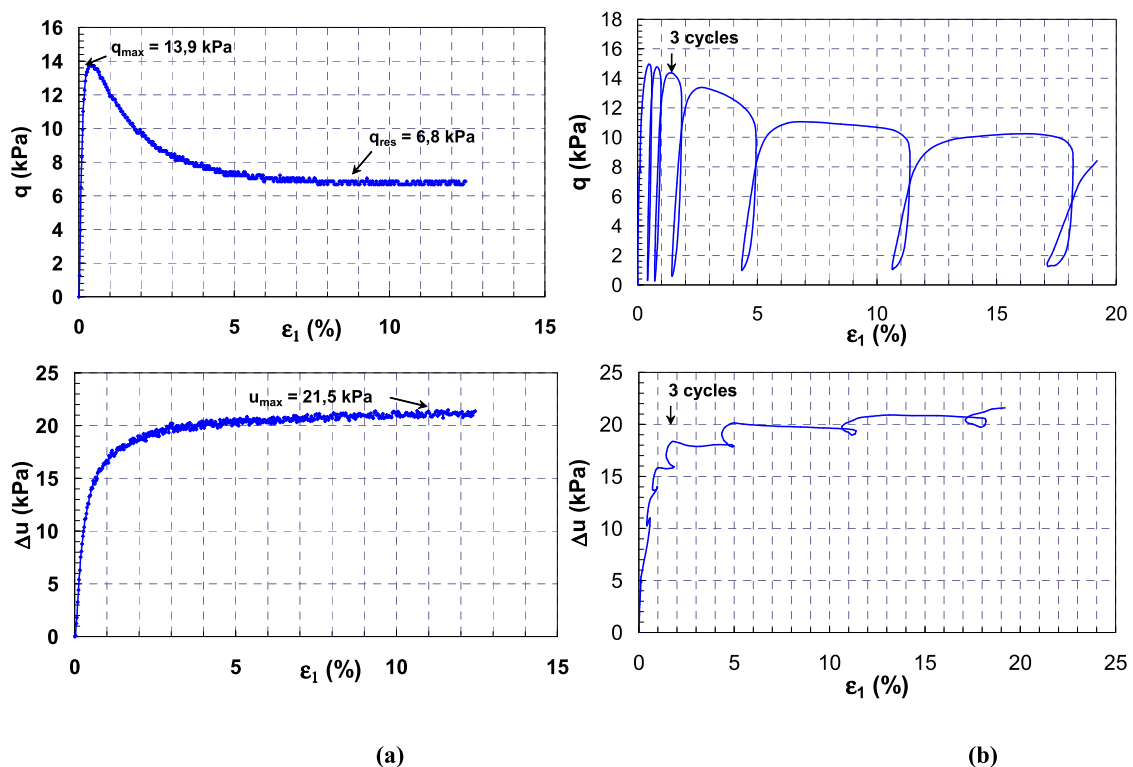


Figure 1-6: Essais sur triaxial (a) Essai monotone, mise en évidence de la liquéfaction statique du loess (b) Essai cyclique, liquéfaction du loess sous chargement cyclique (Marcial et Cui, 2003)

### 1.6 Méthodes pour déterminer le module de cisaillement d'un sol en petites et grandes déformations

Vu la complexité du comportement du læss, on s'intéresse de plus près sur l'évolution de sa résistance et de sa rigidité, donc sur l'évolution de son module de cisaillement sous différentes conditions de chargement. En général, les procédures des essais pour déterminer les paramètres dynamiques d'un sol sont divisés en deux catégories : les essais réalisés sous des conditions de faibles déformations (déformations considérées élastiques) et les essais réalisés en grandes déformations (déformations plastiques non négligeables) où le comportement dynamique ou cyclique peut être observé jusqu'à la rupture (figure 1-7).

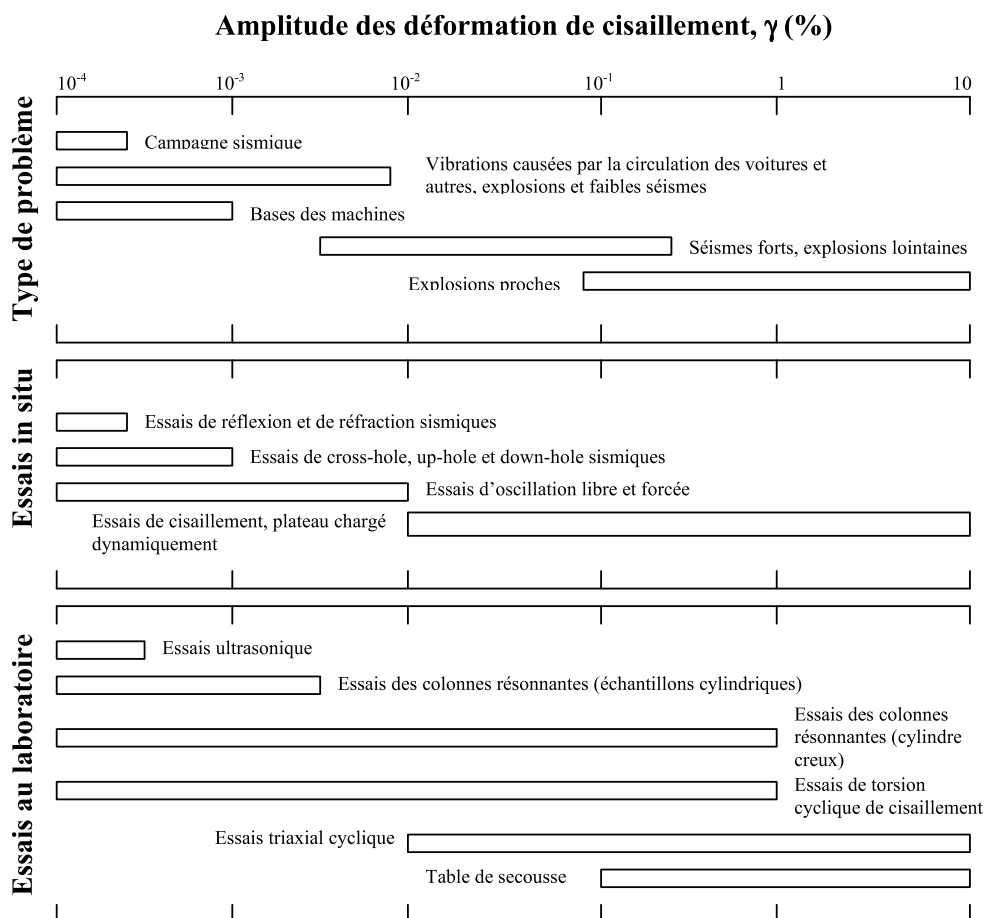


Figure 1-7: Un aperçu sur des amplitudes de déformations dues au cisaillement (Studer et Koller, 1997)

En laboratoire, les essais peuvent être réalisés en petites déformations. Parmi ces essais, on cite les essais de colonnes résonnantes, les essais sur bender element, les essais d'élément de compression piézoélectrique et les essais ultrasoniques. L'essai de pendule de torsion libre est aussi capable d'atteindre l'intervalle de comportement élastique d'un sol. On



peut le considérer comme un cas particulier de l'essai de colonne résonnante. En revanche, l'essai direct ou simple de cisaillement cyclique, l'essai de torsion de cisaillement cyclique et les essais triaxiaux cycliques appartiennent au groupe des essais à grandes déformations. Ils sont essentiellement développés pour étudier le comportement de liquéfaction sous un chargement dynamique ou cyclique.

Les essais in situ peuvent également être divisés en petites et grandes déformations. Les divers essais sismiques, utilisant une source artificielle de vibration et des sondes de vibration sont classifiés dans la première catégorie. À la deuxième catégorie appartiennent les essais statiques conventionnels comme les essais de pénétrations, aux pressiomètres et les essais standard de dilatomètre. Ils fournissent d'une manière indirecte les modules dynamiques au moyen de fonctions de corrélation. Les essais sismiques servent en général à déterminer des vitesses de cisaillement et de compression. Si l'onde produite est mesurée avec plusieurs sondes, un calcul du coefficient d'amortissement est possible. Le tableau 1-3 résume cette classification.

**Tableau 1-3: Les différents types d'essais en cyclique et leur domaine d'application**

	<b>Domaine élastique</b>	<b>Domaine plastique</b>
<b>Essais au laboratoire</b>	Colonnes résonnantes	Cisaillement cyclique direct
	Bender element	Triaxial cyclique
	Element de compression piezoélectrique	Torsion de cisaillement cyclique
	Ultrasonique	-
<b>Essais en place</b>	Réfraction sismique	DMT (dilatomètre de Marchetti)
	Réflexion sismique	PMT (pressiomètre)
	SASW (analyse spectrale des ondes de surface)	CPT
	Cross-hole, down-hole, up-hole sismique	SPT
	SCPT	-
	Géotomographie	-

## 1.7 La dégradation du module de cisailment pendant un chargement statique et cyclique

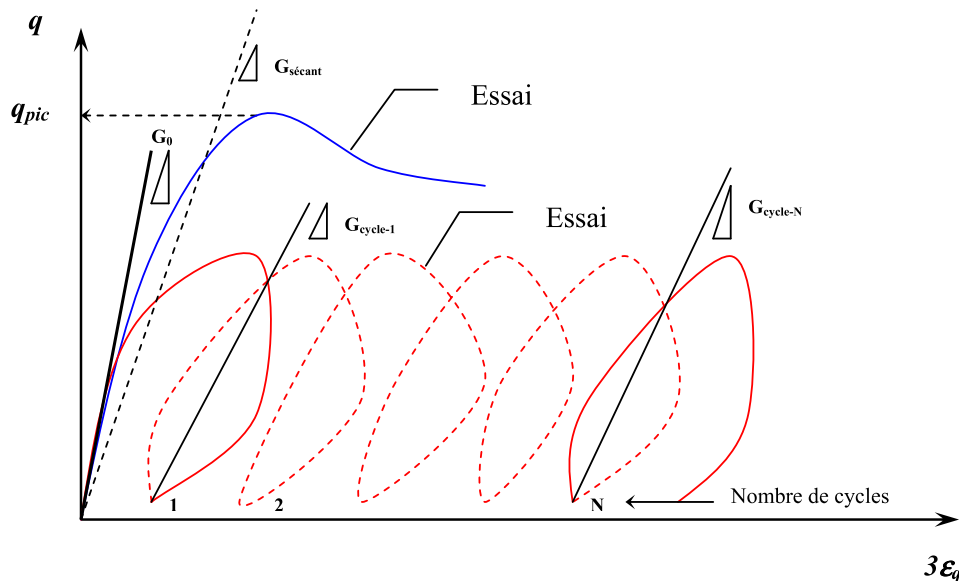


Figure 1-8: Symboles et définitions pour les essais cycliques (Sharma et Fahey, 2003)

Malgré le fait que la question de l'affaiblissement de la rigidité d'un sol avec les déformations ait été largement abordée dans la littérature pour le chargement monotone, elle reste néanmoins en manque d'information concernant la dégradation de cette rigidité avec le chargement cyclique, particulièrement pour les sols cimentés. Fernandez et Santamarina (2001) ont montré que l'effet de la cimentation sur la résistance et la rigidité d'un sol prédominent le comportement en petites déformations. Dans ce domaine, le sable se comporte d'une façon fragile même pour les échantillons moyennement lâches. La dilatance tend à être plus importante pour les sables cimentés que pour les sables non cimentés. En grandes déformations, c'est la nature particulière du milieu qui prédomine, ce qui fait de la rigidité du sol dépendante de l'état de chargement. La contrainte de transition entre les deux régimes de déformations, augmente avec le pourcentage de cimentation. Un changement de la pression de confinement isotrope peut aboutir à une décimentation. L'effet est plus prononcé au déchargement. Le chargement avant la cimentation produira un sol plus résistant que dans le cas de cimentation avant un chargement, mais la différence entre ces deux états est relativement faible, et ainsi l'histoire de chargement-cimentation reste peu abordée.

Sharma et Fahey (2003) ont étudié l'effet du cisailment cyclique sur le comportement des sols cimentés. Ils ont observé que les déviateurs de contraintes et les déformations au point de plasticité diminuent avec l'augmentation du nombre de cycles pour

les sables cimentés due à la dégradation progressive des liants, qui correspond à une diminution de rigidité. De l'autre côté, l'effet de l'écroutissage positif est observé dans le cas des sables non cimentés, qui correspond à une augmentation du point de plasticité avec le nombre de cycles.

Pour décrire le comportement d'un sol sous chargement cyclique, en particulier la dégradation du module de cisaillement, plusieurs auteurs ont adopté la notion de module sécant ( $G_{\text{séc}}$ ) comme présenté sur la figure 1-8. Le module tangent initial  $G_{0\text{max}}$  est déterminé à partir de la courbe de chargement monotone. Ces notions sont importantes pour analyser la dégradation des modules des sols cimentés par rapport aux non cimentés (figures 1-9 (a) et (b)).

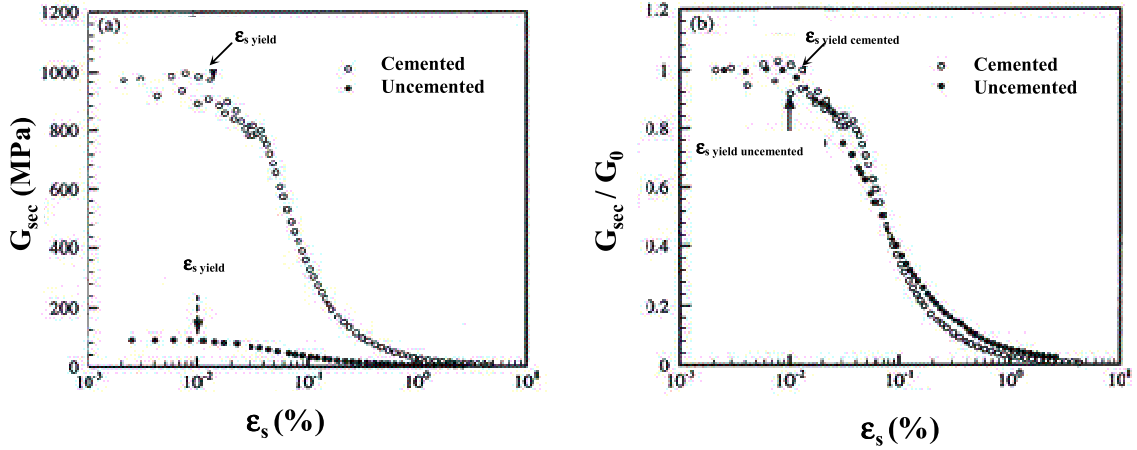


Figure 1-9: Dégradation du module de cisaillement sécant d'un sol cimenté et non cimenté à partir d'un essai triaxial cyclique: (a) non normalisé par rapport à  $G_0$  (b) normalisé (Sharma et Fahey, 2003)

La dégradation de la rigidité du sol est souvent corrélée au nombre de cycles  $N$  par l'intermédiaire d'un indice de dégradation  $\delta_D$ , initialement proposé par Idriss et al. (1978). Cet indice est défini comme le rapport de module de Young du  $N$ ème cycles ( $E_N$ ) à celui du premier cycle ( $E_1$ ) et qui pour le mode de déformation triaxial est exprimé selon :

$$\delta_D = \frac{E_N}{E_1} \cong \frac{G_N}{G_1} = N^{-d}$$

où  $d$  est la pente de la droite tracée dans le plan logarithmique de  $E_N/E_1$  ou  $G_N/G_1$  en fonction de  $N$ . Il faut noter que le rapport  $E_N/E_1 = G_N/G_1$  tient dans le cas où le coefficient de Poisson reste constant.

D'autres auteurs ont proposé différentes expressions pour  $\delta_D$  :

$$\delta_D = \frac{G_N}{G_1} = 1 - D \log_{10} N \quad (\text{Yasuhara et al., 1997})$$

$$\delta_D = \frac{G_N}{G_1} = 1 - \alpha (N - 1) \quad (\text{Sharma et Fahey, 2003})$$

Cet indice a une importance particulière pour les sols cimentés car c'est à travers cet indice qu'on peut estimer la durée de la fatigue en adoptant un critère de rupture basé sur un ensemble de réduction de la rigidité.

### 1.8 Présentation de quelques essais in situ

Plusieurs essais in situ définissent la géostratigraphie et obtiennent des mesures directes dans les conditions réelles des propriétés du sol et de ses paramètres géotechniques. Les essais les plus courants sont : l'essai de pénétration standard (SPT), les essais de pénétration quasi statique et dynamique au cône (CPT) et (PD ou CPTU), l'essai de dilatomètre de Marchetti (DMT) et les essais de mesures de la vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s$ ). Chaque essai applique différents modes de chargement afin de mesurer la réponse du sol. Certains essais, comme le SPT nécessitent la réalisation de forages, d'autres comme le CPT et DMT sont réalisés par enfoncement direct des instruments dans le sol. Quelque soit le type d'essai utilisé, chacun a ses avantages et ses inconvénients d'utilisation.

#### Essai au SPT

Cet essai est réalisé durant l'avancement du forage dans le sol pour obtenir des mesures approximatives de la résistance dynamique du sol avec la récupération d'échantillon de sol remanié dans une éprouvette. Le principe de l'essai consiste à battre un carottier par un mouton de 63,5 kg dans le sol et à compter le nombre de coups (N) nécessaire pour enfoncer la sonde de 30 cm. La plupart des corrélations empiriques développées à partir de cet essai reposent sur l'hypothèse que ce sont l'indice de densité ( $I_D$ ) et la contrainte de consolidation ( $\sigma_c$ ) qui conditionnent le paramètre N et le risque de liquéfaction (Seed et al., 1977, 1983).

### Essai au CPT et PD

C'est peut-être les essais les plus populaires parmi les autres à cause de la rapidité de leur exécution, ce sont des essais économiques et procurent un profil continu de la géostratigraphie et de l'évaluation des propriétés du sol. L'essai CPT consiste à enfoncer une pointe conique à vitesse constante (20mm/s) dans le sol et à mesurer la résistance en pointe  $q_c$  et le frottement latéral,  $f_s$  au cours du fonçage. L'essai au PD a en plus une sonde à mesurer la pression interstitielle. Bien que le nombre des essais réalisés sur site soit encore moins important que pour le SPT, ces essais sont plus reproductibles et donc plus fiables que ceux réalisés par le SPT. Leur utilisation s'étend aux argiles et aux sables denses, alors qu'ils ne sont pas recommandés pour les graviers. Ces essais ne procurent pas d'échantillons.

### Essai au DMT

Le dilatomètre de Marchetti utilise des mesures de pression en provenance d'une lame en inox enfoncée verticalement dans le sol à 200mm d'intervalle de profondeur. La vitesse d'enfoncement étant de l'ordre de 20mm/s. Le principe repose sur le gonflement d'une membrane placée dans la lame par l'intermédiaire d'un gaz (nitrogène). Deux mesures sont enregistrées : la première au moment du contact de la membrane avec le sol, notée  $p_0$  et la deuxième après un déplacement du centre de la membrane de 1,1mm dans le sol. A partir de ces deux mesures, trois indices sont calculés pour obtenir une stratigraphie du sol, des estimations des contraintes latérales au repos et du module élastique. Ces indices sont : l'indice du matériau,  $I_D$  qui aide à la classification du sol, le module de dilatomètre,  $E_D$  et l'indice des contraintes horizontales,  $K_D$  qui sont liés à la résistance du sol.

### Essais par les méthodes géophysiques

Il existe différents types d'essais géophysiques comme par exemple les mesures des ondes mécaniques (sondages de réfraction sismique (SR), essai de crosshole, essai de downhole, et les essais d'analyse spectrale des ondes de surface (SASW)). Les ondes mécaniques sont utiles quand à la détermination des propriétés élastiques du sol, particulièrement le module de cisaillement. Ces techniques utilisent la propagation des ondes à leurs vitesses caractéristiques pour déterminer les différents types de couches, la rigidité élastique et les coefficients d'amortissement des sols. Ces essais sont réalisés à un niveau de déformation de l'ordre de

$10^{-5}$ . Les quatre formes d'ondes générées dans le sol sont : les ondes de compression (ondes P), les ondes de cisaillement (ondes S), les ondes Rayleigh (ondes R) et les ondes Love (ondes L). Ce sont plutôt les ondes P et S à qui on s'intéresse puisqu'elles sont directement reliées aux modules élastiques du sol.

### 1.9 Les méthodes d'évaluation du risque de liquéfaction

En 1985, le centre national des recherches (NCR), présidé par le professeur Whitman, a formé une assemblée de 36 experts pour revoir et évaluer l'art et la connaissance des désordres dus à la liquéfaction. En 1996, une deuxième assemblée a été formée et sponsorisée par le centre national des recherches pour le génie sismique (NCEER) pour revoir les progrès qui ont été faits depuis 1986 et dont le but est d'améliorer la première procédure d'évaluation de la résistance à la liquéfaction mise en place par Seed et Idriss en 1971. La *liquéfaction* étant définie comme le phénomène observé quand il y a une génération de grandes pressions interstitielles dans le sol dues à un chargement cyclique (effet d'un séisme par exemple) et dont les conséquences est le radoucissement sévère des sols granulaires.

Selon le comité, les facteurs majeurs contrôlant la liquéfaction des sols cohérents saturés sont la durée et l'intensité des mouvements sismiques, la densité du sol et la pression de confinement effective. Depuis, un certain nombre de méthodologies sont développées pour évaluer la réponse cyclique des sols. En général, les analyses de liquéfaction réalisées dans les études sont basées sur trois approches :

- approche par contraintes cycliques (par exemple, Seed et Idriss, 1971);
- approche par déformations cycliques (par exemple, Dobry et autres, 1982);
- approche par intensité d'Arias (par exemple, Kayen et Mitchell, 1997).

Les concepts d'indice des vides critiques (Casagrande, 1936) et la droite d'état critique pour les sables (Been, 1999) peuvent être utilisés pour évaluer ces méthodes. Les méthodes basées sur contraintes-cycliques et les déformations-cycliques ont été développées à l'origine à partir d'essais de laboratoire. Mais étant donné que la réponse cyclique des sols est contrôlée par des facteurs tels que la nature du sol, les pré-déformations, l'histoire de chargement, la cimentation, et les effets de vieillissement (Seed, 1979) qui ne peuvent pas être reproduites au laboratoire, on utilise très souvent des relations empiriques développées à partir des paramètres obtenus in situ. L'approche d'intensité d'Arias pour l'évaluation de liquéfaction

s'est développée en utilisant des bases de données in situ comme des sismogrammes enregistrés de tremblement de terre. Puisque cette méthode utilise l'histoire entière d'un accélérogramme, les incertitudes des procédures simplifiées et des facteurs d'échelle empiriques d'amplitude (MSF) peuvent être réduites au minimum.

### 1.9.1 Approche par contraintes cycliques (Seed et Idriss, 1971)

Cette approche est la procédure la plus largement utilisée dans la pratique pour estimer la résistance à la liquéfaction des sols sableux. Pour représenter les mouvements du sol dus à des tremblements de terre avec un seul paramètre simple, une procédure simplifiée a été développée par Seed et Idriss (1971). La résistance à la liquéfaction est évaluée en comparant un indice de propriété du sol au rapport de contraintes cycliques ( $R_{CS}$ ). Le  $R_{CS}$  est l'effort de cisaillement cyclique moyen dans une couche ( $\tau_{avg}$ ) normalisé par rapport à la contrainte effective due au sol sus-jacent ( $\sigma'_{vo}$ ). Il est fonction de l'accélération en surface maximale ( $a_{max}$ ), de la profondeur au point considéré ( $z$ ), des contraintes verticales totales ( $\sigma_{vo}$ ) et effectives ( $\sigma'_{vo}$ ). ( $a_{max}$ ) peut être déterminé à partir de l'histoire de l'accélérogramme ou bien être estimé à partir des relations d'atténuation. Pour un moment dû à un tremblement d'amplitude  $M_w = 7,5$ , le  $R_{CS}$  est généralement présenté par l'équation suivante:

$$R_{CS} = \left( \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} \right) = 0.65 \times \left( \frac{a_{max}}{g} \right) \times \left( \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \right) \times r_d \quad (1.1)$$

Où  $a_{max}$  est l'amplitude maximale de l'accélération horizontale au niveau de la surface du sol ;  $\sigma_{vo}$  et  $\sigma'_{vo}$  sont les contraintes verticales totale et effective des sols sus-jacents ;  $r_d$  est un coefficient réducteur des contraintes avec la profondeur.

Le comité a recommandé les modifications suivantes pour le calcul de  $R_{CS}$ . Pour les projets à faible risque, les équations suivantes peuvent être utilisées pour la détermination de  $r_d$  :

$$r_d = 1 - 0.00765 \times z \quad \text{pour } z \leq 9.15 \text{ m} \quad (1.2a)$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267 \times z \quad \text{pour } 9.15 \text{ m} < z \leq 23 \text{ m} \quad (1.2b)$$

$$r_d = 0.744 - 0.008 \times z \quad \text{pour } 23 < z \leq 30 \text{ m} \quad (1.2c)$$

$$r_d = 0.5 \quad \text{pour } z > 30 \text{ m} \quad (1.2d)$$

où ( $z$ ) est la profondeur du sol en mètre. Les deux équations (1.2a) et (1.2b) ont été proposées par Liao et Whitman en 1986, la partie (1.2c) a été ajoutée par Robertson et Wride en 1996, et

la partie (1.2d) a été proposée par un ingénieur de l'armée américaine, Marcuson. Ces équations donnent une valeur moyenne de  $r_d$  et sont présentées sur la figure 1-10 avec l'intervalle des valeurs proposées par Seed et Idriss (pour les premiers 15m de profondeur). Comme alternative pour l'équation (1.2), Blake (1999) propose une seule équation pour le calcul de  $r_d$  :

$$r_d = \frac{(1.00 - 0.4113 \times Z^{0.5} + 0.04052 \times Z + 0.001753 \times Z^{1.5})}{(1.00 - 0.4177 \times Z^{0.5} + 0.05729 \times Z - 0.006205 \times Z^{1.5} + 0.001210 \times Z^2)} \quad (1.2e)$$

Au Japon,  $r_d$  est simplement pris égal à :  $r_d = 1 - 0.0015Z$

Les facteurs influençant  $r_d$  à considérer dans les petits projets sont la profondeur et les valeurs moyennes obtenues par les équations proposées. En général, la méthode simplifiée n'est pas vérifiée pour des profondeurs supérieures à 15m. C'est ainsi que pour des projets importants, les valeurs de  $r_d$  sont à discuter. La réévaluation des données et de leur interprétation ont amené Idriss (1999) à proposer les expressions suivantes :

$$r_d = \exp[\alpha(z) + \beta(z) \cdot M_w] \quad (1.2f)$$

avec

$$\alpha(z) = -1.01 - 1.126 \times \sin[(z/11.73) + 5.133]$$

$$\beta(z) = 0.106 + 0.118 \times \sin[(z/11.28) + 5.142]$$

où  $z$  est la profondeur en mètres et  $\leq 25$  m.



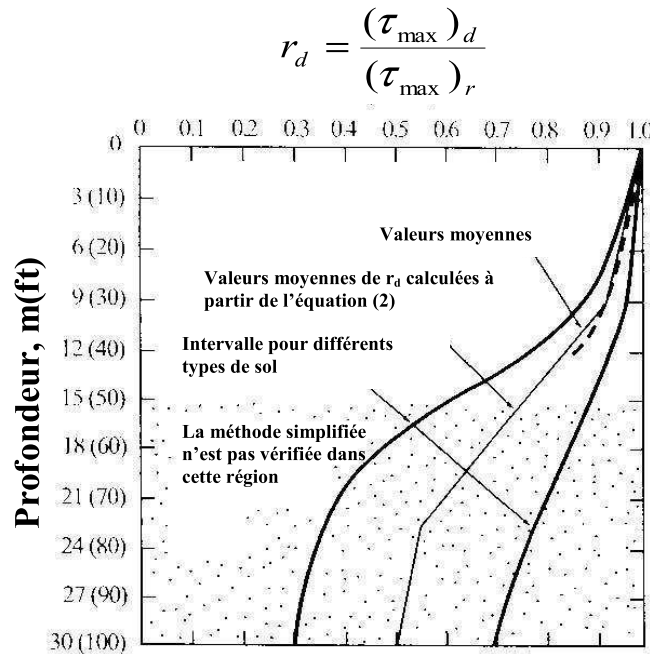


Figure 1-10 : Courbe de  $r_d$  en fonction de la profondeur développée par Seed et Idriss (1971) avec les lignes des valeurs moyennes ajoutées à partir des équations (1.2)

### 1.9.2 Facteur d'échelle d'amplitude

La magnitude du moment dû au tremblement de terre influence la durée de la secousse, et augmente ainsi significativement le nombre de cycles de contraintes. Avec un plus grand nombre de cycles, le sol éprouvera une résistance à la liquéfaction plus faible. Les effets de l'amplitude des tremblements de terre ne sont pas inclus dans l'équation (1.1), ainsi les facteurs d'échelle d'amplitude (MSF) ont été développés. L'amplitude de référence pour l'analyse basée sur l'approche par contraintes cycliques est de 7,5. Initialement, on a développé les tendances de MSF à partir de données sur chantier et au laboratoire, en se basant sur des relations entre l'amplitude et le nombre de cycles de contraintes équivalents. Une relation entre l'amplitude du moment,  $M_w$ , et le nombre significatif de cycles de contraintes,  $n_{eq}$ , peut être exprimé selon l'équation 1.3 (Seed et al., 1985):

$$n_{eq} \approx 0.0007 \times M_w^{4.94} \quad (1.3)$$

Un certain nombre d'études sur la variation des facteurs d'échelle d'amplitude a été réalisé (Ambraseys, 1988; Arango, 1996; Andrus et Stokoe, 1997). Des études ont permis l'élaboration des recommandations de NCEER (Youd et Noble, 1997). La réévaluation des données in situ et des essais au laboratoire sur des échantillons congelés a conduit à un facteur d'échelle d'amplitude révisé (Idriss, 1999):

$$MSF = 31.9 (M_w)^{-1.72} \quad (1.4)$$

Ces études ont également montré que la profondeur des couches liquéfiées affecte les facteurs d'échelle d'amplitude à travers le coefficient réducteur de contraintes  $r_d$ . La figure 1-11 présente la gamme des ces facteurs déterminés à partir de diverses études. Les facteurs d'échelle d'amplitude recommandés par le workshop NCEER (1997) étaient entre la limite inférieure des courbes d'Arango (1996) et les courbes d'Andrus et Stokoe (1997). Les facteurs d'Idriss (1999) correspondent bien avec les recommandations de NCEER pour des profondeurs entre 8 et 16m.

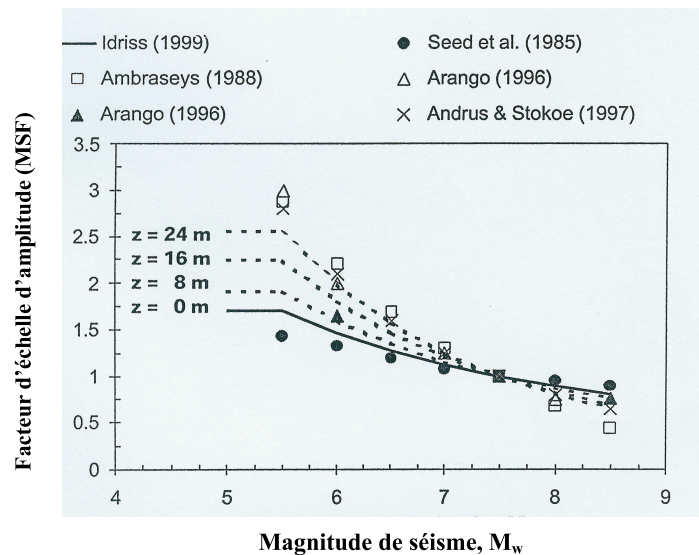


Figure 1-11: Variation du MSF (facteur d'échelle) avec l'amplitude du moment d'un séisme  
(Mayne et al, 1999)

### 1.9.3 Le rapport de la résistance au cisaillement cyclique, $R_{CR}$

Le  $R_{CS}$  est fonction des mouvements de tremblement de terre, alors que le rapport de la résistance au cisaillement cyclique ( $R_{CR}$ ) représente la résistance à la liquéfaction du dépôt de sol. Des bases de données ont été obtenues à partir des investigations réalisées post-

tremblement in situ et ont été utilisées pour établir des courbes de délimitation. Ces courbes présentent la résistance du sol au chargement cyclique pour un séisme d'amplitude de 7,5 ( $R_{CR7.5}$ ) en fonction d'un paramètre de résistance normalisée d'un essai in situ (par exemple,  $(N_1)_{60}$ ,  $V_{s1}$ ,  $q_{c1}$ ...). Des données de comportement in situ pour des séismes d'amplitudes différentes de 7,5 sont corrigées aux valeurs de  $R_{CS7.5}$  équivalentes selon:

$$R_{CS7.5} = \frac{R_{CS}}{MSF} \quad (1.5)$$

Ces données obtenues in situ sont séparées entre chantiers qui ont ou qui n'ont pas montré des signes de liquéfaction. Une ligne de délimitation, connue sous la notation  $R_{CR7.5}$ , est établie entre les sites liquéfiés et non liquéfiés.

En conclusion, l'analyse basée sur l'approche des contraintes cycliques comprend les étapes suivantes:

1. détermination de l'accélération maximale  $a_{max}$  et le moment  $M_w$  pour une étude sismique ;
2. détermination du profil du rapport de contraintes cyclique ( $R_{CS}$ ) avec la profondeur en utilisant les équations 1.1 à 1.4 ou bien par une analyse spécifique du chantier en question (par exemple, SHAKE91; Idriss et Sun, 1992);
3. évaluation des paramètres critiques de la résistance des couches à partir des résultats de SPT, CPT,  $V_s$ , ou bien DMT;
4. estimation du contenu de fines à partir d'essais de laboratoire ou de corrélations sur chantier;
5. détermination du  $R_{CR}$  à partir des diagrammes ou des formules simplifiées en fonction des paramètres de résistance obtenus à partir des résultats d'essais in situ et de ceux de laboratoire comme le pourcentage des fines;
6. calcul du facteur de sécurité ( $F_s$ ) contre la liquéfaction pour une étude du séisme en considération (Youd et Noble, 1997):

$$F_s = \left( \frac{R_{CR7.5}}{R_{CS}} \right) \times MSF \quad (1.6)$$

où MSF est un facteur d'échelle d'amplitude, égal à 1 pour des séismes d'amplitude  $M_w = 7,5$ .

#### 1.9.4 Evaluation de la liquéfaction par les méthodes de l'essai SPT

La résistance à la liquéfaction des sols est en général évaluée à partir des méthodes et des procédures développées en se basant sur des essais in situ. Les essais les plus fréquents qui ont gagné un usage commun et auxquels on a recours de plus en plus ces dernières années à cause de leur efficacité dans l'évaluation de la résistance à la liquéfaction des sols sont le SPT, le CPT, le  $V_s$ , le DMT. Ceci dit, ces tests présentent des avantages et des désavantages (tableau 1-4).

Les critères développés pour évaluer la résistance du sol à la liquéfaction basés sur les essais SPT ont été plutôt robustes. Ces critères sont largement intégrés dans la courbe de  $R_{CS}$  en fonction du nombre de coup  $(N_1)_{60}$  (figure 1-12). La courbe de base étant celle qui correspond à un  $R_{CR}$  pour un pourcentage de fines inférieur ou égal à 5 % ; elle est désignée comme étant la courbe de « base simplifiée » valable pour un séisme d'une magnitude de 7,5.

**Tableau 1-4: Les différents essais in situ en comparaison avec leurs avantages d'utilisation**

	Type d'essai			
	SPT	CPT	$V_s$	DMT
Nombre de mesures prises sur des chantier liquéfiés	Abondant	Abondant	Limité	Varié
Type de comportement contrainte-déformation influençant l'essai	Partiellement drainé, grandes déformations	Drainé, grandes déformations	Petites déformations	Partiellement drainé, grandes déformations
Contrôle de qualité et la répétitivité	Passable à Bien	Très bien	Bien	Très bien
Détection d'une variabilité d'un dépôt de sol	Bien	Très bien	Moyen	Très bien
Le type de sol où l'essai est recommandé	Non gravier	Non gravier	Tout	Tout
Si l'essai procure un échantillon du sol	Oui	Non	Non	Non
L'essai mesure un Index ou bien des propriétés	Index	Index	Propriétés	Index

#### 1.9.5 La normalisation des contraintes

Etant donné que la résistance et les propriétés de rigidité des sols sont contrôlées par la contrainte effective, des facteurs de normalisation des contraintes sont nécessaires pour relier les paramètres dans une gamme de profondeurs. Des relations typiques de normalisation pour

la valeur de  $N$  dans l'essai SPT et les paramètres du CPT sont présentées dans les tableaux 1-5 et 1-6, respectivement. Pour la normalisation de la vitesse de cisaillement, les relations sont présentées dans le tableau 1-7. Ces facteurs sont présentés pour le SPT, CPT, et la vitesse de cisaillement, pour montrer les similitudes dans l'élaboration des méthodes.

L'équation générale pour les paramètres de normalisation des contraintes peut être exprimée comme:

$$M_1 = C_M \times M \quad (1.7)$$

où  $M_1$  est la mesure in situ normalisée par rapport à une contrainte verticale effective égale à un atmosphère (par exemple,  $N_1$ ,  $q_{c1}$ ,  $V_{s1}$ ). Le coefficient  $C_M$  est le facteur de correction des contraintes (par exemple,  $C_N$ ,  $C_q$ ,  $C_v$ ) et  $M$  est la propriété mesurée in situ et corrigée (par exemple,  $N_{60}$ ,  $q_t$ ,  $V_s$ ). La plupart des relations de normalisation de surcharge prennent une forme semblable à:

$$C_M = \frac{1}{(\sigma'_{v0})^n} \quad (1.8)$$

où  $\sigma'_{v0}$  est la contrainte effective due au sol sus jacent et exprimée en atmosphère, et  $n$  est un exposant qui peut être dépendant de la densité (par exemple, Seed et al, 1983), dépendant du type de sol (par exemple, Olsen, 1988; Robertson et Wride, 1997), ou bien dépendant du type et de la rigidité de sol (Olsen et Mitchell, 1995). Ces termes tendent à l'infini quand la contrainte effective due au sol sus jacent approche zéro. Pour prendre en considération ce cas particulier, quelques relations incorporent une correction arbitraire maximale (par exemple,  $C_N \leq 2$ ; Robertson et Wride, 1997), alors que d'autres ont adapté la forme suivante (Skempton, 1986; Shibata et Teparaksa, 1988; Kayen et autres, 1992):

$$C_M = \frac{\frac{a}{b} + 1}{\frac{a}{b} + \sigma'_{v0}}$$

où  $\sigma'_{v0}$  est la contrainte effective due au sol sus jacent et exprimée en atmosphère, le rapport  $a/b$  est un paramètre empirique variant entre 0,6 et 2,0 et relié à la densité (par exemple,  $D_r$ ) et l'histoire (OCR) du sable. Ce format s'applique bien pour les sols sableux ( $n = 0,5$  à  $0,7$ ) et n'atteint pas des valeurs infinies pour des contraintes égales à zéro. Il faut noter que l'utilisation de la résistance nette de pointe ( $q_t - \sigma'_{v0}$ ) est fondamentalement correcte et

nécessaire pour les argiles, mais elle est souvent insignifiante et négligée dans le cas des sables.

#### 1.9.5.1 Méthode approximative de Blake (1999)

Un calcul approximatif de la courbe de base simplifiée a été proposé par Blake (1999) selon l'équation :

$$R_{CR7.5} = \frac{a + cx + ex^2 + gx^3}{1 + bx + dx^2 + fx^3 + hx^4} \quad (1.9)$$

où :

$$\begin{aligned} x &= (N_1)_{60cs} & d &= 0,009578 \\ a &= 0,048 & e &= 0,0006136 \\ b &= -0,1248 & f &= -0,0003285 \\ c &= -0,004721 & g &= -1,673 \text{ E-}05 \\ h &= 3,714 \text{ E-}06 \end{aligned}$$

**Tableau 1-5: Relations proposées pour la normalisation par rapport à la contrainte des sols sus jacent pour les valeurs de N dans un essai SPT**

Paramètre mesuré et corrigé	Paramètre normalisé, $(N_1)_{60}$	Type de sol	Référence
$N_{60}$	$N_{60} / (\sigma'_{v0})^{0.55}$	Sable $D_r = 40-60\%$	Seed et al., 1983
	$N_{60} / (\sigma'_{v0})^{0.45}$	Sable $D_r = 60-80\%$	Seed et al., 1983
	$N_{60} / (\sigma'_{v0})^{0.56}$	Sable	Jamiolkowski et al., 1985a
	$N_{60} \cdot (1/\sigma'_{v0})^{0.5}$	Sable	Liao et Whitman, 1986
	$2 \cdot N_{60} / (1 + \sigma'_{v0})$	Sable moyen. dense	Skempton, 1986
	$3 \cdot N_{60} / (2 + \sigma'_{v0})$	Sable dense	Skempton, 1986
	$1,7 \cdot N_{60} / (0,7 + \sigma'_{v0})$	Sable fin OC	Skempton, 1986
	$N_{60} / (\sigma'_{v0})^n$	n=1 argile n=0,7 sable lâche n=0,6 sable	Olsen, 1997 Olsen, 1994

Tableau 1-6: Paramètres CPT normalisés par rapport à la contrainte

Propriété mesurée et corrigée	Paramètre normalisé	Type de sol	Référence
Résistance de pointe, $q_t$	$q_t / (\sigma'_{v0})^n$	n = 1 argile n = 0,83 mélange de silt n = 0,66 mélange de sable n = 0,6 sable propre	Olsen, 1988
	$(q_t - \sigma'_{v0}) / \sigma'_{v0}$	Argile	Wroth, 1988
	$1,7q_t / (0,7 + \sigma'_{v0})$	Sable	Shibata et Teparaksa, 1988
	$q_t / (\sigma'_{v0})^{0.72}$	Sable	Jamolkowski et al., 1985a
	$q_t \cdot (p_a / \sigma'_{v0})^{0.5}$	Sable	Mayne et Kulhawy, 1991
	$1,8q_t / (0,8 + \sigma'_{v0})$	Sable	Kayen et al., 1992
	$(q_t - \sigma'_{v0}) / (\sigma'_{v0})^c$	c = 0,1 doux/lâche c = 0,75 moyen c = 0,55 dense c = 0,35 dense / OC c = 0,15 très dense / très OC	Olsen et Mitchell, 1995
	$q_t / (\sigma'_{v0})^n$	n = 0,5 sable n = 0,75 sable limoneux	Robertson et Wride, 1997
	$(q_t - \sigma_{v0}) / (\sigma'_{v0})$	FC>35	Robertson et Wride, 1997
Rapport de frottement FR = $f_s/q_t \cdot 100$	$\frac{f_s}{q_t} \frac{1}{(\sigma'_{v0})^{(1-n)}} \cdot 100$	n est un exposant dépendant du type de sol selon $q_{c1}$ dans l'essai CPT	Olsen, 1988
	$f_s / (q_t - \sigma_{v0})$	Argile	Wroth, 1988
$U_2$	$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})}$	Tout sol	Senne set et al., 1982

Tableau 1-7: Exposant de normalisation basé sur des données de mesures de Vs au laboratoire et in situ

Sol	Exposant de normalisation, n $C_v = (P_a / \sigma'_{v0})^n$	Méthodes de mesure de $V_s$	Référence
Sable	0,33	SASW	Tokimatsu et al., 1991
Sable	0,25	DHT	Robertson et al., 1992b
Sable d'Alaska	0,23	DHT	Fear et Robertson, 1995
Argile intacte et fissurée	0,56	CHT, DHT, SASW	Mayne et Rix, 1993
Tout sol	$n_{qc}/2$ ; où n est un exposant dépendant de la contrainte spécifique du type de sol selon Olsen, 1988	Données in situ	Olsen, 1994
Sable lâche et sec	0,36	BE	Hryciw et Thomann, 1993

Sable dense et sec	0,195	BE	Hryciw et Thomann, 1993
Argile fragile	0,62	RC	Shibuya et al., 1994
Kaolinite	0,235	BE	Fam et Santamarina, 1997
Bentonite	0,443	BE	Fam et Santamarina, 1997
Poudre de Silice	0,33	BE	Fam et Santamarina, 1997
Emballage cubique simple	0,167	Lab	Santamarina et Fam, 1999
Mica	0,28 à 0,38	RC	Santamarina et Fam, 1999
Sable cimenté	0,02	RC	Santamarina et Fam, 1999
Sable de Memphis reconstitué	0,25 à 0,275	RC	Schneider et Mayne, 1999
Echantillons non remaniés non plastiques	0,27	RC	Stokoe et al., 1999
Echantillons non remaniés NC et plastiques	0,24	RC	Stokoe et al., 1999
Echantillons non remaniés peu profonds, très SC et plastiques	0,07	RC	Stokoe et al., 1999

**SASW : analyse des ondes de surface spectrale ; DHT : essai Downhole ; CHT : essai Crosshole ; RC : colonne résonnante ; BE : Bender element**

Le paramètre  $(N_1)_{60cs}$  correspond au nombre de coups normalisé par rapport à l'énergie et le pourcentage des fines. La correction pour les fines peut être estimée selon Robertson et Wride (1997) :

$$(N_1)_{60cs} = K_s \times (N_1)_{60} \quad (1.10)$$

$$K_s = 1 + \left[ \left( \frac{0.75}{30} \right) \times (F.C. - 5) \right]$$

L'équation (1.9) est seulement valable pour  $(N_1)_{60} < 30$  et son avantage est qu'elle peut être appliquée sur des programmes simples comme Excel. Robertson et Wride en 1998 indiquent que cette équation n'est pas applicable pour  $(N_1)_{60}$  inférieur à 3, mais on admet en général que la courbe définie par l'équation (1.9) soit étendue jusqu'à un  $R_{CR}$  minimal de 0,05. Ils ont montré également l'importance de considérer l'effet du pourcentage des fines et de la plasticité du sol. D'autres facteurs, en outre les caractéristiques des grains s'ajoutent pour affecter les résultats du SPT. En résumé, les éléments, pour citer les plus importants à considérer sont: correction du taux d'énergie livrée par la chute du mouton (en général un rapport d'énergie de 60 % est considéré comme une valeur de référence), la contrainte de sols



sus-jacents, le diamètre du forage, la longueur du train de tiges, etc. D'où le calcul de  $(N_1)_{60}$ , après avoir introduit les corrections mentionnées ci-dessus :

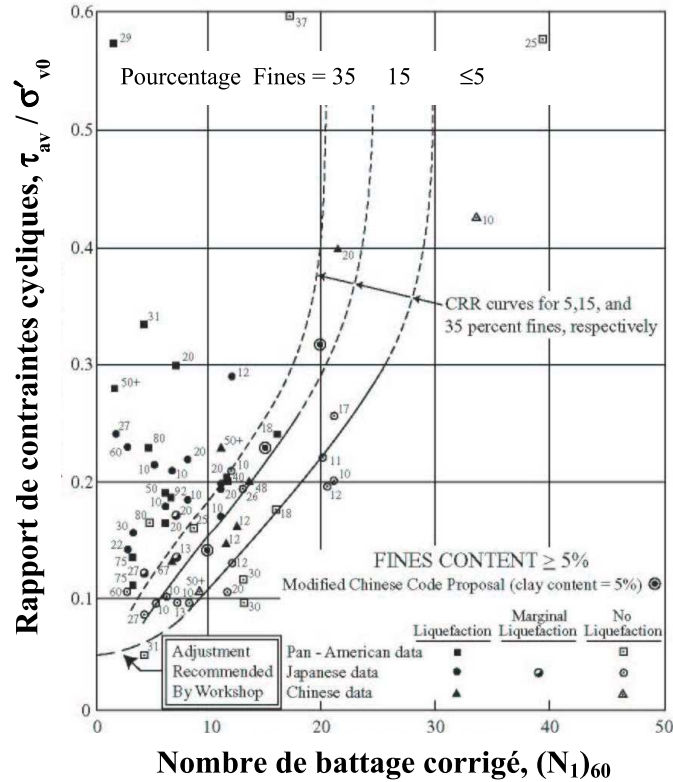


Figure 1-12 : Courbe de base simplifiée recommandée pour le calcul de  $R_{CR}$  à partir des données de SPT (modifiée d'après Seed et al., 1985)

$$(N_1)_{60} = N_m \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad (1.11)$$

où

$N_m$  est la résistance à la pénétration par mesure standard ;

$C_N$  est la correction de la contrainte de sols sus-jacents ;

$C_E$  est la correction du taux d'énergie de la masse ;

$C_B$  est la correction du diamètre du forage ;

$C_R$  est la correction de la longueur du train de tiges ;

$C_S$  est la correction du carottier avec ou sans revêtement.

Le tableau 1-8 résume le calcul de ces facteurs de corrections. On mentionne trois facteurs importants, le facteur d'échelle  $K_m$ , le facteur de correction pour de grandes pressions de surcharge  $K_\sigma$  et le facteur  $K_\alpha$  pour tenir en compte des contraintes de cisaillement importantes dues aux inclinaisons du sol. En 1982, Seed et Idriss ont proposé l'équation suivante pour le calcul de  $K_m$ :

**Tableau 1-8:Facteurs de correction pour l'essai SPT (Skempton, 1986; Kulhawy et Mayne, 1990; Robertson et Wride, 1998)**

Facteur	Equipement variable	Notation	Correction
Contrainte de sols sus-jacents	$\sigma'_{v0}$	$C_N$	$(P_a / \sigma'_{v0})^{0.5}$ où $C_N \leq 2$ et $P_a = 100$ kPa
Rapport d'énergie	<ul style="list-style-type: none"> <li>• Mouton en Donut</li> <li>• Mouton de sécurité</li> <li>• Mouton automatique</li> </ul>	$C_E = ER / 60\%$	0,5 à 1,0 0,7 à 1,2 0,8 à 1,3
Diamètre de forage	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 65 mm à 115 mm</li> <li>• 150 mm</li> <li>• 200 mm</li> </ul>	$C_B$	1,00 1,05 1,15
Longueur du train de tiges	3 m à 4 m 4m à 6 m 6 m à 10 m 10 m à 30 m > 30 m	$C_R$	0,75 0,85 0,95 1,00 < 1,00
Méthode du carottage	Carottage standard Carottage sans revêtement	$C_S$	1,00 1,1 à 1,3
Dimension des particules	Taille de grain de sable en mm ( $D_{50}$ )	$C_p$	$60 + 25 \times \log D_{50}$
Vieillessement	Temps (t) en années depuis déposition	$C_A$	$1,2 + 0,05 \times \log(t/100)$
Surconsolidation	OCR	$C_{OCR}$	$OCR^{0.2}$

$$K_m = \frac{10^{2.24}}{M^{2.56}} \quad (1.12)$$

D'où l'expression finale de  $R_{CR}$  utilisée dans le calcul est :

$$R_{CR \text{ Etude}} = R_{CR 7.5} \times K_m \times K_\sigma \times K_\alpha \quad (1.13)$$

Le tableau 1-9 présente les différentes valeurs de  $K_m$  proposées par plusieurs auteurs.

Tableau 1-9: Différentes valeurs de  $K_m$  selon plusieurs auteurs (adopté par Youd et Idriss)

$K_m$ selon différents auteurs			
Echelle de séisme (M)	Seed et Idriss (1982)	Idris (1995)	Ambraseys (1988)
5,5	1,43	2,20	2,86
6,0	1,32	1,76	2,20
6,5	1,19	1,44	1,69
7,0	1,08	1,19	1,30
7,5	1,00	1,00	1,00
8,0	0,94	0,84	0,67
8,5	0,89	0,72	0,44

Pour la détermination de  $k_\sigma$ , Hynes et Olsen proposent en 1999 l'équation suivante :

$$k_\sigma = \left( \frac{\sigma'_{v0}}{P_a} \right)^{f-1} \quad (1.14)$$

où  $\sigma'_{v0}$  est la contrainte verticale initiale effective

$P_a$  est une pression de référence, en général 100 kPa

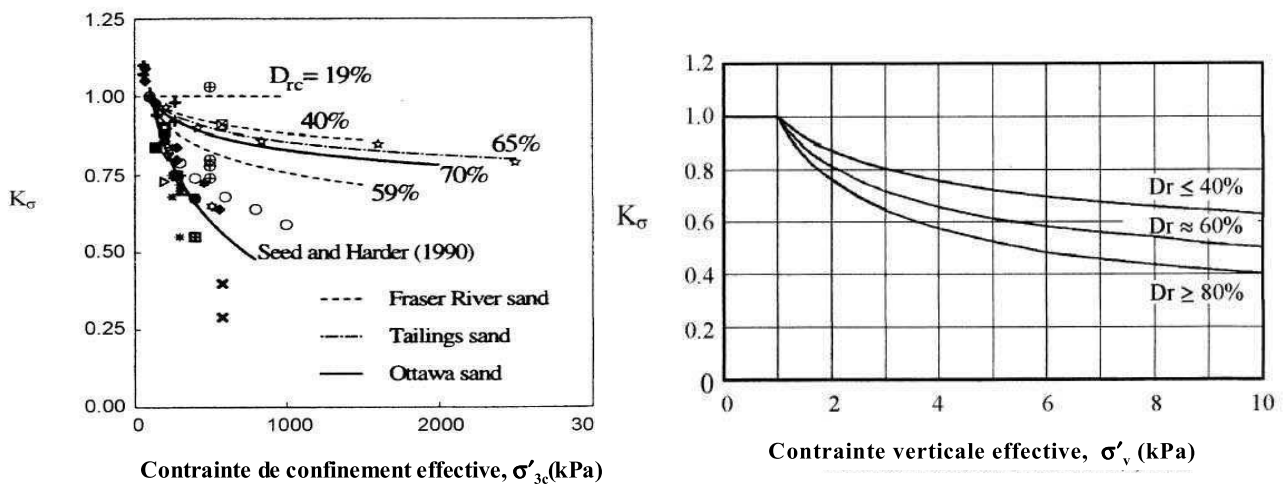
$f$  est un exposant dépendant de la densité relative du sol, tel que :

Pour  $40\% \leq D_r \leq 60\%$ ,  $0,7 \leq f \leq 0,8$

Pour  $60\% \leq D_r \leq 80\%$ ,  $0,6 \leq f \leq 0,7$

(Recommandations adoptées par le comité NCEER ).

Sur les figures 1-13(a) et 1-13(b) présentées, ci-dessous quelques bases de données pour la détermination de  $k_\sigma$  pour la pratique des ingénieurs.

Figure 1-13 : (a) et (b) : Abaques pour la détermination de  $K_\sigma$  (Hynes et Olsen, 1999)

Enfin, pour déterminer la résistance à la pénétration équivalente d'un sable propre, Idriss et Seed proposent les équations suivantes :

$$(N_1)_{60CS} = a + b (N_1)_{60} \quad (1.15)$$

$(N_1)_{60CS}$  est la résistance équivalente au sable propre

où  $\alpha$  et  $\beta$  sont des coefficients qui sont déterminés à partir des conditions suivantes :

$\alpha = 0$	et	$\beta = 1,0$	si $F.C. \leq 5\%$
$\alpha = \exp[1.76 - (190 / F.C.^2)]$	et	$\beta = [0,99 + (F.C.^{1.5} / 1000)]$	si $5\% < F.C. < 35\%$
$\alpha = 5$	et	$\beta = 1,2$	si $F.C. \geq 35\%$

#### 1.9.6 Evaluation de liquéfaction par la méthode de l'essai CPT

Puisque l'essai CPT est plus fiable que le SPT, une méthode simplifiée basée sur l'approche par contraintes cycliques employant l'essai CPT a été développée. Comme cet essai ne permet pas de récupérer des échantillons de sol, on ne peut pas apprécier le type de sol et le pourcentage des fines.

##### 1.9.6.1 Méthode de Robertson et Wride (1998)

La détermination du rapport de la résistance du sol au chargement cyclique  $R_{CR}$  selon Robertson et Wride a été effectuée à partir des essais in situ comme le CPT et des résultats d'essais triaxiaux cycliques, de torsions cycliques et d'autres qui figurent dans la littérature afin de mettre en place une méthode rigoureuse et facile à utiliser par les ingénieurs. Les résultats de ces essais ont confirmé que  $R_{CR}$  est principalement influencé par l'état du sol (c.à.d. son indice des vides  $e$ , la pression de confinement effective  $p'$  et la structure du sol) et l'intensité et la durée du chargement cyclique (c.à.d. la contrainte de cisaillement cyclique  $\tau_{cyc}$ , le nombre de cycles  $N$ ). Ces essais ont montré également que l'indice qui influe le plus  $R_{CR}$  est l'indice de plasticité des fines contenues dans le sable (Ishihara et Koseki, 1989) :  $R_{CR}$  semble croître avec cet indice (Ishihara, 1993).

Dans certaines conditions, il était utile de vérifier le critère chinois (Wang, 1979) qui suppose que le potentiel de liquéfaction cyclique dans les limons et les argiles est contrôlé par la dimension des particules du sol, par la limite de liquidité et par la teneur en eau.

L'interprétation de ce critère a été faite par Marcuson et al.(1990) sous forme d'un schéma qui propose que quand un sol a une limite de liquidité inférieure à 35% avec une teneur en eau supérieure à 90% de  $w_L$ , il n'est pas évident de juger si le sol liquéfiera ou non et qu'il est important que le sol soit testé pour mieux comprendre sa réponse sous un chargement cyclique en non drainé.

A cause des difficultés et de la mauvaise reproductibilité associées avec les essais SPT, plusieurs corrélations ont été proposées pour estimer  $R_{CR}$  pour le sable propre et le sable limoneux à partir d'une résistance de pointe corrigée d'un essai CPT (Robertson et Campanelle 1985 ; Seed et de Alba 1986 ; Olsen et Malone 1988 ; Shibata et Teparaska 1988 ; Mitchel et Tseng 1990, Olsen et Koester 1995, Robertson et Fear 1995).

La résistance de pointe  $q_c$  est corrigée par rapport à la pression de surcharge et sa valeur normalisée est donnée par l'équation ( 1.16) :

$$q_{c1N} = \left[ \frac{q_c}{P_{a2}} \right] \times C_Q \quad (1.16)$$

où  $q_c$  est la résistance de pointe et  $C_Q$  est un facteur de correction pour la contrainte de surcharge.

$$C_Q = \left( \frac{Pa}{\sigma'_{v0}} \right)^n \quad (1.17)$$

où  $\sigma'_{v0}$  est la contrainte verticale initiale effective

Avec  $P_{a2}$  et  $P_a$  qui sont des pressions de référence de la même unité que  $q_c$  et  $\sigma'_{v0}$ .  $P_a=100$  kPa si  $\sigma'_{v0}$  est en kPa et  $P_{a2} = 0,1$  MPa si  $q_c$  est en MPa. L'exposant  $n$  varie de 0,5 pour le sable propre jusqu'à 1 pour l'argile. En général,  $C_Q$  ne doit pas dépasser 1,7 pour de faibles profondeurs.

Une grande attention doit être faite lors de l'exploitation des résultats du CPT puisque la plupart des méthodes développées ont été basées sur les conditions suivantes : âge holocène, dépôts de sable propre, des séismes dont le moment est de l'ordre de 7,5 et des profondeurs de 1 à 15m ( 84% des profondeurs sont < 10m).

Robertson et Wride (1995) ont proposé une approche qui était modifiée en 1998, pour l'évaluation du potentiel de liquéfaction basée sur les résultats des essais CPT. Cette méthode propose le calcul de la résistance de pénétration du CPT normalisée équivalente d'un sable propre  $(q_{c1N})_{cs}$  à partir de l'équation suivante :

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c \times q_{c1N} \quad (1.18)$$

Où  $K_c$  est un facteur de correction qui est fonction des caractéristiques des particules du sol. Comme le type du sol étudié joue un rôle important dans l'évaluation du  $R_{CR}$ , certains nombre de travaux ont porté sur cet aspect (Olsen et Malon, 1988 ; Olsen et Koester, 1995 ; Robertson et Campanella, 1988 ; Robertson 1990). Les résultats obtenus ont permis la définition d'un indice  $I_c$  du comportement de sol. Suivant la valeur de  $I_c$ , on peut déterminer globalement le comportement du sol concerné (tableau 1-10).

$$I_c = [ ( 3.47 - \log q_{c1N} )^2 + ( \log F + 1.22 )^2 ]^{0.5} \quad (1.19)$$

où  $F = [f_s / (q_c - \sigma_{v0})] \times 100\%$

Ces limites sont données dans le tableau 1-10 et sur la figure 1-14.

**Tableau 1-10: Indice  $I_c$  et type de comportement de sol**

$I_c$	Zone	Type du comportement du sol
$I_c < 1.31$	7	Sable gravier à sable dense
$1.31 < I_c < 2.05$	6	Sable propre à sable silteux
$2.05 < I_c < 2.60$	5	Sable mélangé
$2.60 < I_c < 2.95$	4	Mélange de silt: argile -silt
$2.95 < I_c < 3.60$	3	Argile silteuse à pure argile
$I_c > 3.60$	2	Sol organique

Sur la figure 1-14, le comportement du sol est schématisé suivant une abaque en fonction de la résistance de pointe normalisée  $Q$ , l'indice  $I_c$  et le rapport des frottements normalisés  $F$ . Par exemple, un sol avec un rapport  $F$  de l'ordre de 5%, d'indice  $I_c$  de 2,8 et de résistance  $Q$  de 20 kPa se situe dans la zone 3, c'est-à-dire il a un comportement semblable aux argiles limoneuses.

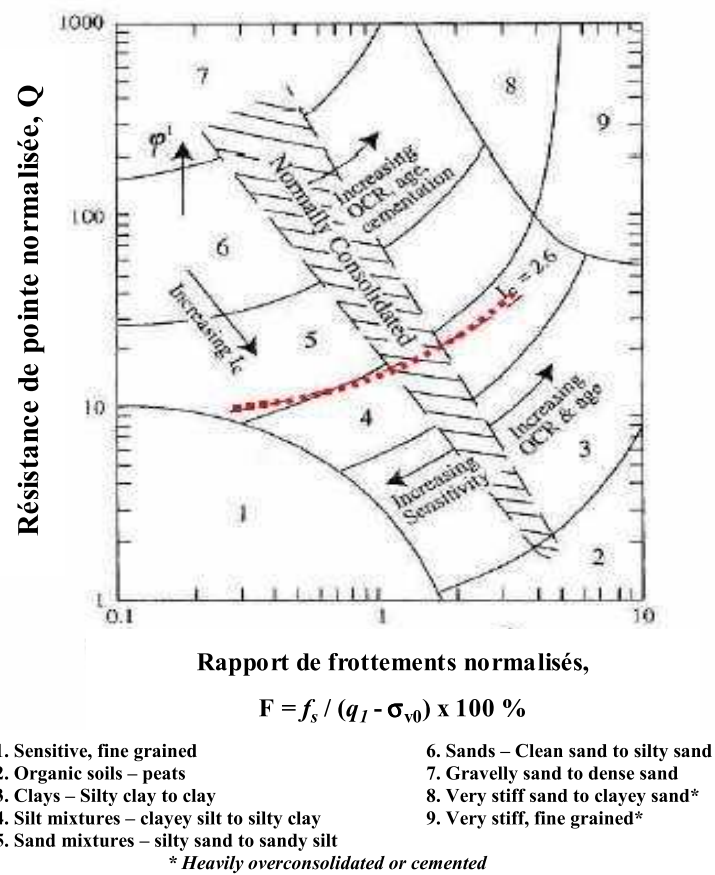
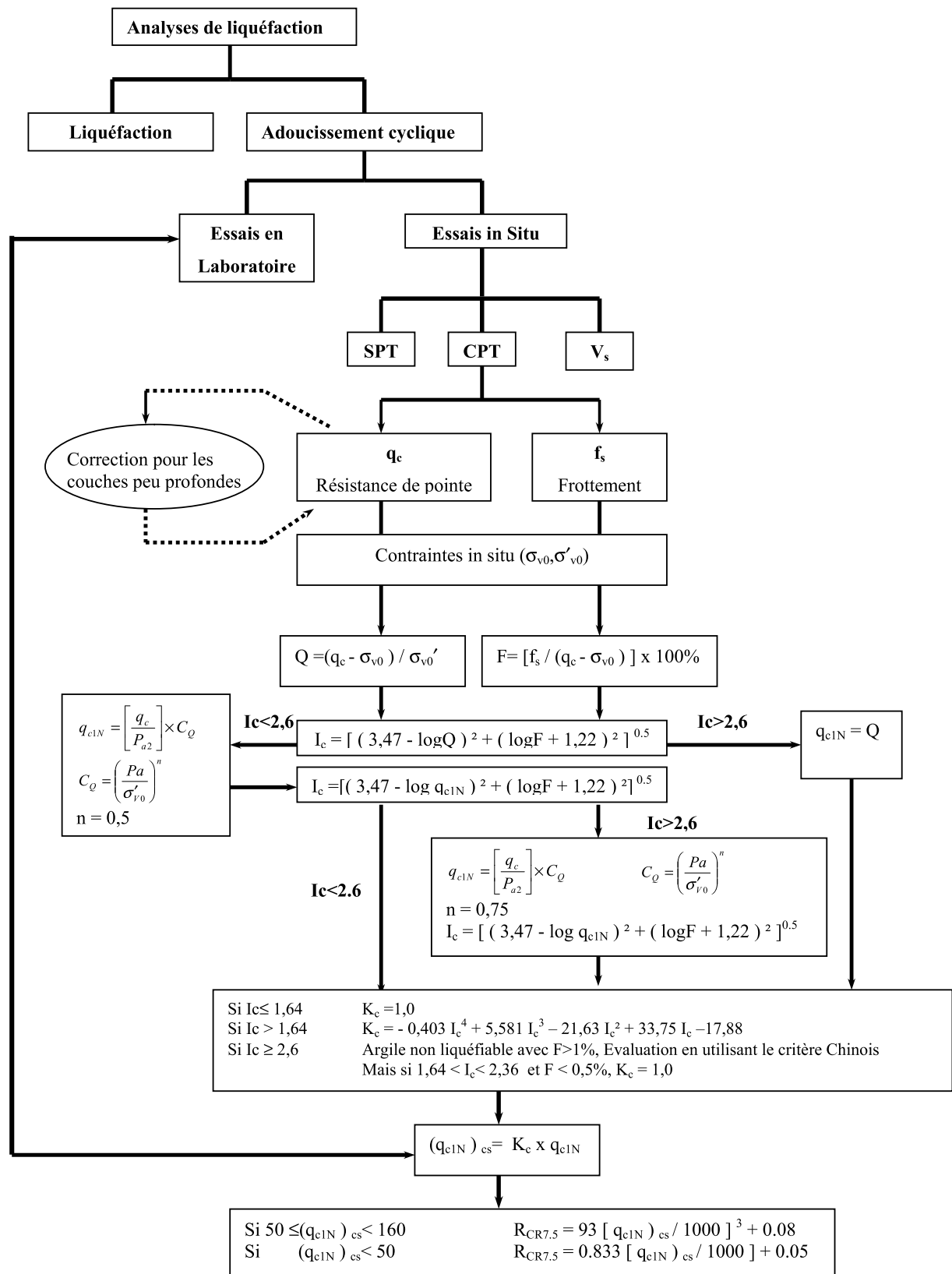


Figure 1-14 : Abaque représentant la nature du comportement du sol d'un CPT normalisé



**Figure1-15: Organigramme illustrant l'application de la méthode intégrale de CPT pour l'évaluation du R<sub>CR</sub> dans les sols sableux (Robertson et Wride 1998)**



En 1998, Robertson et al. ont proposé une relation entre  $I_c$  et le pourcentage des fines apparent  $FC_a$  (%). Cette corrélation est approximative car le CPT répond à d'autres facteurs affectant le comportement du sol comme la plasticité du sol, la minéralogie, la sensibilité et l'histoire des contraintes. Mais pour les petits projets, ces corrélations sont très utiles. Cette relation est donnée en fonction de  $I_c$  :

$$\begin{aligned} \text{Si } I_c < 1,26 & \quad FC_a(\%) = 0 \\ \text{Si } 1,26 \leq I_c \leq 3,5 & \quad FC_a(\%) = 1,75 \times I_c^{3,25} - 3,7 \\ \text{Si } I_c > 3,5 & \quad FC_a(\%) = 100 \end{aligned} \quad (1.20)$$

De plus, on a montré que pour le même  $R_{CR}$ , la résistance à la pénétration par SPT ou bien par CPT est plus petite dans le sable silteux due à la compressibilité importante et à la faible perméabilité de ce sol.

#### 1.9.6.2 Méthode d'Olsen et al. (1997)

Dans la méthode d'évaluation de  $R_{CR}$  à partir des mesures de CPT proposée par Olsen et al. en 1997,  $R_{CR}$  est calculé de la façon suivante :

$$R_{CR} = 0.00128 [q_c / (\sigma'_v)^{0.7}] - 0.025 + 0.17 R_f - 0.028 R_f^2 + 0.0016 R_f^3 \quad (1.21)$$

où  $q_c$  est la résistance de pointe exprimée en atm.,  $\sigma'_v$  est la contrainte effective exprimée en atm., et  $R_f$  est un rapport en pourcentage de frottement et est défini comme  $(f_s / q_c) \times 100$ .

#### 1.9.6.3 Méthode de Juang et al. (2003)

Dans la méthode de Juang,  $R_{CR}$  est exprimé de la façon suivante :

$$R_{CR} = C_\sigma \exp [-2,957 + 1,264 (q_{c1N,cs} / 100)^{1.25}] \quad (1.22)$$

$$\text{où } C_\sigma = -0,016 (\sigma'_v / 100)^3 + 0,178 (\sigma'_v / 100)^2 - 0,063 (\sigma'_v / 100) + 0,903$$

$$q_{c1N,cs} = q_{c1N} \times (2,429 I_c^4 - 16,943 I_c^3 + 44,551 I_c^2 - 51,497 I_c + 22,802)$$

On note que  $I_c$  et  $q_{c1N}$  ne sont pas les mêmes que ceux dans la méthode de Robertson :

$$q_{c1N} = q_c / (\sigma'_v)^{0.5}$$

où  $q_c$  et  $\sigma'_v$  sont en unité d'atm.

Ainsi  $I_c$  sera calculé dans une seule étape comme présenté dans la méthode intégrale et itérative de Robertson. La méthode de Juang semble être plus facile à appliquer que celle de Robertson.

Dans l'approche déterministe traditionnelle, un sol se liquéfie si le facteur de sécurité  $F_s \leq 1$ , et dans le cas opposé si  $F_s > 1$ . Or dans la réalité, le sol peut se liquéfier même avec  $F_s > 1$ . Pour cette raison, il était nécessaire d'évaluer jusqu'à quel point la méthode déterministe du  $R_{CR}$  est conservatrice. Souvent la question posée par les ingénieurs est "quel facteur de sécurité faut-il adopter ?". La réponse était donnée par BSSC (Building Seismic Safety Council), pour les structures ordinaires  $F_s = 1,2$  et pour les structures à risque plus élevé  $F_s = 1,5$ . Est-ce que ces facteurs qui sont utilisés dans la méthode SPT proposée par Seed et al. peuvent-ils être adoptés pour la méthode de Robertson ? La réponse sera affirmative si les essais du CPT sont cohérents avec ceux du SPT. En 1999, Chen et Juang ont proposé de modifier la méthode de Robertson et de la présenter en terme de « probabilité de liquéfaction »  $P_L$ .  $P_L$  est calculé à l'aide de l'équation (1.23) :

$$P_L = \frac{1}{1 + \left( \frac{F_s}{A} \right)^B} \quad \text{avec } A = 1,0 \text{ et } B = 3,3 \quad (1.23)$$

Cette équation a été étendue aux méthodes d'Olsen et al. et de Juang et al., avec  $A = 1,0$  et  $B = 2,78$  pour Olsen et al. et  $A = 0,96$  et  $B = 4,5$  pour Juang et al.

#### 1.9.6.4 Méthode Chinoise

Cette méthode est basée sur une condition : si la résistance de pointe mesurée d'un CPT est inférieure à une valeur critique calculée, le sol ne se liquéfiera pas. Elle est traduite par l'expression :

$$q_c \leq q_{c,cr}$$

où

$q_{c,cr}$  est une valeur critique de la résistance de pointe, elle est calculée à partir de l'équation

$$q_{c,cr} = q_0 \times C_w \times C_u \times C_p \quad (1.24)$$

$q_0$  est la résistance de pointe dépendante de l'échelle du séisme (tableau 1-11)

**Tableau 1-11: Valeurs critiques de la résistance de pointe  $q_0$  selon la méthode chinoise**

Echelle du séisme	M = 7,0	M = 8,0	M = 9,0
$q_0$	4,6 ~ 5,5	10,5 ~ 11,8	16,4 ~ 18,2

L'équation (1.24) suppose que la nappe phréatique et la contrainte due aux sols sus jacents n'ont un effet qu'à partir de 2m de profondeur.

$$C_w = 1 - 0,065 (d_w - 2)$$

$$C_u = 1 - 0,05 (d_u - 2)$$

où  $d_w$  est le niveau d'eau et  $d_u$  est la profondeur du sol considéré.

Pour le calcul de  $C_p$ , on se réfère au tableau 1-12 :

**Tableau 1-12: Détermination de  $C_p$  selon le type de sol et son indice de plasticité**

Type du sol	Sable	Sol silteux	
Indice de plasticité, $I_L$	$I_L \leq 3$	$3 < I_L \leq 7$	$7 < I_L \leq 10$
$C_p$	1.0	0.6	0.8

Pour l'évaluation de l'intensité de la liquéfaction, on adopte une équation similaire à celle qui a été proposée dans la méthode chinoise pour le SPT :

$$I_{LE} = \sum_{i=1}^n \left(1 - \frac{q_{ci}}{q_{c,cri}}\right) \times d_i \times W_i \quad (1.25)$$

On peut se référer à la méthode SPT chinoise pour l'explication de chaque terme. Ainsi, l'évaluation sera :

Si $I_L = 0$	Pas de liquéfaction
Si $0 < I_L < 5$	La liquéfaction est très improbable
Si $5 < I_L < 15$	La liquéfaction est probable
Si $I_L > 15$	La liquéfaction est presque certaine

#### 1.9.7 L'évaluation de liquéfaction par les méthodes de mesure de vitesse de cisaillement

Les mesures de  $V_s$  procurent une alternative prometteuse et/ou un supplément aux approches basées sur les essais de pénétration. L'utilisation de  $V_s$  comme un indice de résistance à la liquéfaction est basée sur le fait que la résistance d'un sol à la liquéfaction et  $V_s$  sont influencées par les mêmes facteurs : l'indice des vides, l'état de contraintes dans le sol, l'histoire des contraintes, la cimentation et l'âge géologique. Normalement, la liquéfaction est un phénomène lié très étroitement à la génération de la pression interstitielle dans le sol.

Comme les sols avec un grand  $V_s$  ont en général une résistance au cisaillement importante on aurait penser que la génération de la pression interstitielle le serait moins ; ils seraient donc moins liquéfiables. Néanmoins, pour les sols cimentés, comme on a vu à travers les essais de liquéfaction réalisés, la liquéfaction peut avoir lieu de façon décalée (en plus grandes déformations). Ainsi, un sol avec une grande vitesse de cisaillement peut se liquéfier après la destruction de sa structure initiale liée à sa cimentation. In situ,  $V_s$  peut être mesurée par différentes techniques comme la technique d'analyse spectrale des ondes de surfaces (SASW), le pénétromètre dynamique (SCPT), le dilatomètre dynamique (SDMT), et d'autres. Une synthèse de ces méthodes a été faite par Woods (1994).

#### 1.9.7.1 Les avantages dans l'utilisation de $V_s$

Les avantages pour l'utilisation de  $V_s$  dans l'évaluation du risque de liquéfaction sont :

- (1) Les mesures peuvent être réalisées sur sols durs comme le gravier pour lequel les essais à pénétromètres ne sont pas fiables.
- (2) Des mesures peuvent être réalisées sur de petits échantillons au laboratoire permettant ainsi une comparaison directe avec des mesures in situ.
- (3)  $V_s$  est une propriété mécanique fondamentale d'un sol qui est directement liée au module de cisaillement en petites déformations par :  $G_{\max} = \rho V_s^2$ .
- (4)  $G_{\max}$  ou bien  $V_s^2$ , en revanche, sont des propriétés nécessaires pour analyser le comportement dynamique d'un sol en réponse à un séisme ou pour analyser l'interaction sol – structure.

De l'autre côté, trois aspects doivent être pris en considération lors de l'utilisation des approches basées sur les mesures de  $V_s$ : (1) les mesures prises sont en petites déformations alors que les phénomènes comme la génération de la pression interstitielle et la liquéfaction sont à moyennes et grandes déformations (Jamiolkowski et Lo presti, 1990 ; Teachavorasinskun et al., 1994 ; Roy et al., 1996). Cela peut être significatif pour les sols cimentés, puisque les mesures en petites déformations sont largement sensibles aux liants qui sont détruits aux moyennes et grandes déformations. Aussi, cela est à considérer pour les sols limoneux au dessus de la nappe phréatique où les pressions interstitielles négatives peuvent croître les valeurs de  $V_s$ . (2) Contrairement à d'autres essais de reconnaissance comme le SPT et le CPT, on ne récupère pas d'échantillons pour les mesures de  $V_s$ , ce qui limiterait l'étude de la classification du sol et l'identification des couches argileuses non liquéfiables en utilisant certain critères comme le critère chinois. (3) Les couches minces à faibles  $V_s$  peuvent ne pas être détectées si les intervalles de mesures sont grands (USBR, 1989 ; Boulanger et al.,

1997). En général, les essais de forage doivent faire partie de la phase de reconnaissance. Les mesures géophysiques en surface et les sondages à cône sont souvent les premiers à être réalisés dans le but d'aider à choisir les meilleures localisations pour l'obtention d'échantillons par forage. La capacité des méthodes géophysiques en surface d'analyser une couche dépend de l'épaisseur, de la profondeur et de la continuité de la couche. Les sondages à cône procurent une stratigraphie détaillée sur chaque endroit examiné pour les sédiments qui peuvent être pénétrés.

La pratique préférée en utilisant les mesures de  $V_s$  pour évaluer la résistance à la liquéfaction est de réaliser un nombre suffisant de forages et de tests afin de détecter et de tracer les couches minces et liquéfiables, d'identifier les sols riches en argile pour les classer non liquéfiables, et d'identifier les sols limoneux au dessus de la nappe phréatique qui peuvent avoir des valeurs de  $V_s$  plus faibles au moment de l'augmentation du niveau de l'eau, et de détecter les sols faiblement cimentés.

#### 1.9.7.2 Résistance à la liquéfaction et vitesse de cisaillement

Pendant les deux dernières décennies, plusieurs procédures basées sur  $V_s$  pour prévoir la résistance à la liquéfaction d'un sol ont été proposées. Ces Procédures ont été développées à partir d'essais de laboratoire (Dorby et al., 1981 ; Dorby et al., 1982 ; de Alba et al., 1984 ; Hynes , 1988 ; Tokimatsu et Uchida, 1990 ; Tokimatsu et al. , 1991 ; Rashidian, 1995), à partir d'études analytiques (Bierschwale et Stokoe, 1984 ; Stokoe et al., 1988 ; Andrus, 1994), à partir des corrélations pénétrations -  $V_s$  (Seed et al., 1983 ; Lodge, 1994, Kayabali, 1996 ; Rollins et al., 1998), ou bien à partir des données de mesures directes de  $V_s$  in situ (Robertson et al., 1992 ; Kayen et al. ; 1992 ; Andrus et Stokoe, 1997). La plupart de ces procédures suivent le format général de la méthode simplifiée, où  $V_s$  est corrigée par rapport à une pression de surcharge de référence et puis corrélé avec le rapport de résistance à la liquéfaction  $R_{CR}$ .

Comme indiqué dans les paragraphes précédents,  $R_{CR}$  dépend de la procédure adoptée et  $R_{CS}$  est calculé suivant l'équation (1.1). Cette équation a été déterminée à partir de la deuxième loi de Newton où la force est égale à la masse multipliée par l'accélération. Le coefficient  $r_d$  a été ajouté du fait que la colonne du sol considéré se comporte comme un corps déformable au lieu d'un corps rigide.  $R_{CS}$  n'étant pas très sensible à la densité, des estimations raisonnables de la dernière peuvent amener à des résultats qui sont acceptables en général. Par

contre, les valeurs de  $\sigma'_v$  et  $R_{CS}$  sont sensibles au niveau de la nappe phréatique. Les variations du niveau d'eau saisonnières ou à long terme peuvent être significatives pour l'évaluation de la liquéfaction.

In situ, la vitesse de cisaillement peut être mesurée par différentes techniques. La pertinence de ces méthodes est liée aux procédures adoptées, aux conditions de sol et aux techniques d'interprétation. Un facteur important influençant  $V_s$  est l'état de contraintes dans le sol (Hardin et Drnevich, 1972 ; Seed et al., 1986). Les essais au laboratoire (Roesle, 1979 ; Yu et Richart, 1984 ; Stokoe et al., 1985 ; Lee, 1986 ; Lee, 1993) ont montré que la vitesse d'une onde de cisaillement dépend des contraintes principales et de la direction du déplacement des particules (Eq. 1. 26, Stokoe et al., 1985) :

$$V_s = A(\sigma'_v)^m (\sigma'_h)^m \quad (1.26)$$

où

A = paramètre qui dépend de la structure du sol

$\sigma'_h$  = contrainte horizontale initiale et effective pour la profondeur considérée

m = constante,  $\approx 0,125$

En suivant la procédure traditionnelle pour la correction des résistances standards à pénétration au cône (Marcuson et Bieganousky, 1977 ; Seed, 1979 ; Liao et Whiteman, 1986 ; Olsen, 1997 ; Robertson et Wride, 1997 ; Youd et al., 1997 ; Robertson et Wride, 1998), on peut corriger  $V_s$  par rapport à une contrainte de référence (Eq. 1.27, Sykora 1987 ; Robertson et al. 1992) :

$$V_{s1} = V_s \left( \frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^{0.25} \quad (1.27)$$

où

$P_a$  = contrainte de référence, 100 kPa ou approximativement la pression atmosphérique

$\sigma'_v$  = contrainte verticale effective (kPa)

L'équation (1.27) suppose que  $\sigma'_h = k_0 \sigma'_v$  et  $k_0 \approx 0,5$  pour les sols déjà liquéfiés. L'équation (1.26) implique que  $V_s$  est mesurée dans deux directions, celle du déplacement des particules et celle des contraintes principales, et que l'une de ces directions est verticale. Comme la direction de la propagation des ondes et celle du déplacement des particules sont différentes par rapport aux contraintes dans le sol pour chaque méthode sismique adoptée in

situ, quelques variations dans les mesures de  $V_s$  sont attendues. Ces variations sont minimisées en réalisant des essais avec au moins une composante majeure de la propagation des ondes ou du déplacement des particules dans la direction verticale.

### 1.9.7.3 Les différentes relations proposées entre $R_{CR}$ et $V_s$

La valeur de  $R_{CS}$  séparant l'état de liquéfaction de l'état de non-liquéfaction pour une vitesse corrigée  $V_{sI}$  est notée  $R_{CR}$ . Les relations existantes entre  $V_{sI}$  et  $R_{CR}$  sont regroupées sur la figure 1-16.

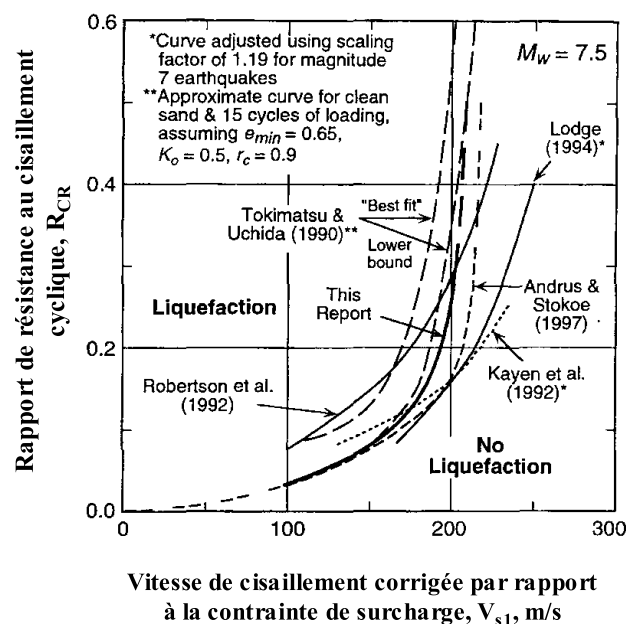


Figure 1-16 : Relations existantes entre  $R_{CR}$  et la vitesse de cisaillement corrigée,  $V_{sI}$

On note que ces relations sont élaborées pour un séisme de magnitude de 7,5 sur l'échelle Richter. On observe sur la figure que les relations présentées sont globalement très cohérentes puisque les courbes sont assez proches l'une de l'autre. On va présenter dans ce qui suit l'essentiel de chaque relation.

#### A – Relation proposée par Tokimatsu et Uchida (1990)

La courbe ajustée proposée par Tokimatsu et Uchida en 1990 est présentée sur la figure 1-17. Cette courbe a été déterminée à partir d'essais triaxiaux cycliques au laboratoire pour différents sables avec moins de 10% de fines (limons et argiles) et pour un chargement

de 15 cycles. La ligne solide sur cette figure correspond à des échantillons obtenus par la technique de congélation. La ligne ouverte correspond à des échantillons reconstitués au laboratoire. Ces deux auteurs ont défini le  $R_{(CR) tx}$  pour les essais cycliques comme étant le rapport  $q / 2\sigma'_0$ , quand la double amplitude des déformations axiales, DA, atteint 5%. Ils ont mesuré le module de cisaillement élastique d'un échantillon pour des déformations de l'ordre de  $10^{-5}$  juste avant l'essai de liquéfaction. Ce module de cisaillement en petites déformations a été normalisé pour corriger l'influence de la pression de confinement et de l'indice des vides par :

$$G_N = \frac{G_{\max}}{f(e_{\min})(\sigma'_m)^{2/3}} \quad (1.28)$$

$$\text{avec } f(e_{\min}) = \frac{(2,17 - e_{\min})^2}{1 + e_{\min}} \quad (1.29)$$

où

$G_N$  = module de cisaillement normalisé

$e_{\min}$  = indice des vides minimal

$\sigma'_m$  = contrainte moyenne effective

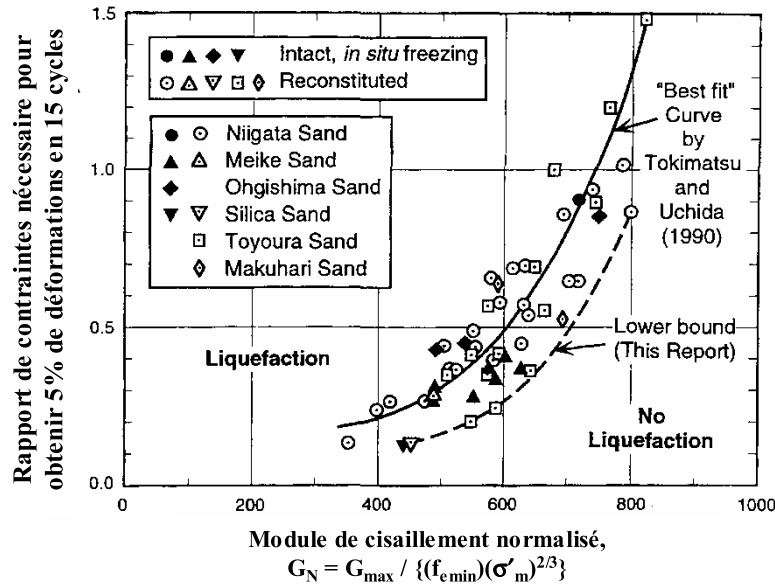


Figure 1-17: Relation entre  $R_{CR}$  et la vitesse de cisaillement corrigée,  $V_{s1}$  pour différents sables avec moins de 10% de fines déterminée à partir d'essais triaxiaux cycliques (Tokimatsu et Uchida, 1990).

Sachant qu'en petites déformations  $G_{\max} = \rho V_s^2$ , l'équation (1.28) peut s'écrire sous la forme suivante :



$$V_{slm} = V_s \left( \frac{1}{\sigma'_m} \right)^{0.33} = \left( \frac{G_N f(e_{\min})}{\rho} \right)^{0.5} \quad (1.30)$$

où

$V_{slm}$  =  $V_s$  corrigée par rapport à la contrainte moyenne

$\sigma'_m$  = Contrainte moyenne effective en kgf/cm<sup>2</sup> (1 kgf/cm<sup>2</sup> = 98 kPa)

Tokimatsu et Uchida (1990) ont proposé dans le cas d'un sable propre l'utilisation de 0,65 comme valeur moyenne pour  $e_{\min}$ .

$V_{sl}$  et  $V_{slm}$  peuvent être reliés par la relation suivante :

$$V_{slm} = V_s \left( \frac{1}{\sigma'_v} \right)^{0.33} \left( \frac{3}{1+2k_0} \right)^{0.33} \approx V_{sl} \left( \frac{1}{\sigma'_v} \right)^{0.08} \left( \frac{3}{1+2k_0} \right)^{0.33} \quad (1.31)$$

avec  $k_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$

Pour le passage de  $R_{CRtx}$  en  $R_{CR}$  de chantier, les deux auteurs ont adopté l'équation suivante proposée initialement par Seed (1979) :

$$R_{CR} = \frac{(1+2k_0)}{3} r_c (R_{CRtx}) \quad (1.32)$$

avec  $r_c$  une constante qui prend en considération l'effet des secousses multidirectionnelles avec des valeurs variant entre 0,9 et 1,0.

#### B – Relation proposée par Robertson et al. (1992)

La courbe limite de Robertson et al. a été établie en utilisant des données de chantiers prises principalement de ceux de *Imperial Valley* en Californie avec des données de quatre autres chantiers (figure 1-18). Les sols sur ces sites contenaient tous 35 % de fines. Les auteurs ont corrigé  $V_s$  selon l'équation (1.30) et la forme de leur relation était basée sur les résultats analytiques de Bierschwale et Stokoe (1984).

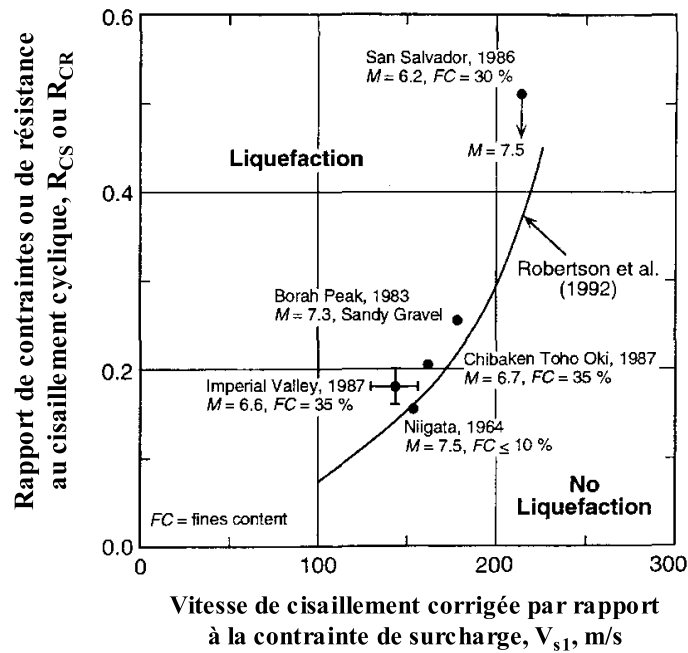


Figure 1-18 : Relation de résistance à la liquéfaction pour un séisme de 7,5 de magnitude (Robertson et al., 1992).

#### C – Relation proposée par Kayen et al. (1992)

Kayen et al. ont étudié quatre sites, liquéfiés ou non durant le séisme qui a frappé Loma Prieta en Californie en 1989 ( $M_w=7.0$ ). Le pourcentage des fines pour les sols sur ce site varie entre 5% et 57%. Les mesures de  $V_s$  ont été réalisées avec la méthode SCPT et puis ont été corrigées selon l'équation (1.30). Les résultats sont reportés sur la figure 1-19. La courbe a été ajustée pour un facteur d'échelle de 1,19 et pour une magnitude de 7,5.

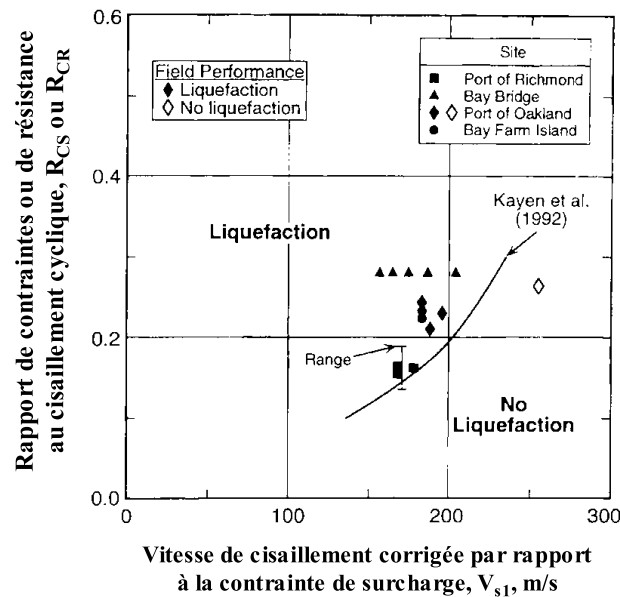


Figure 1-19. Relation de résistance à la liquéfaction pour un séisme de 7,5 de magnitude  
(Kayen et al., 1992)

#### D – Relation proposée par Lodge (1994)

Lodge a considéré les sites analysés par Kayen et al. (1992) et d'autres sites affectés par le séisme de Loma Prieta en 1989. Sa courbe a été développée de la façon suivante :  $R_{CS}$  pour le profil entier du sol a été calculé pour chaque site. Ensuite, les données de SPT disponibles ont été corrigées par rapport au sol sus jacent. Les couches de sol avec faible ou grand potentiel de liquéfaction ont été identifiées selon la procédure de Seed et al. (1985). Après, les mesures de  $V_s$  du SCPT et des essais de « crosshole » ont été corrigées par rapport au sol sus jacent. Sur la base de « mètre par mètre », les profils de  $V_{s1}$  et de  $R_{CS}$  ont été tracés pour les deux types de couches, celles qui ont été trouvées liquéfiables et celles non liquéfiables. Des données publiées concernant des chantiers secoués par les séismes de Borah Peak et Idaho en 1983, Niigata en 1964 ont été ajoutées. Finalement, une courbe a été tracée pour inclure toutes les couches liquéfiables comme le montre la figure 1-20.

## E – Relation proposée par Andrus et Stokoe (1997)

La relation proposée par Andrus et Stokoe (figure 1-21) a été présentée dans le workshop NCEER en 1996. Ils ont construit des courbes pour des sols non cimentés, âge holocène avec différents pourcentages de fines. Ces courbes sont basées sur une relation modifiée entre  $V_{sl}$  et  $R_{CS}$  pour des déformations en cisaillement cyclique proposée par Dobry. L'équation modifiée est de la forme :

$$R_{CRR} = \left\{ a \left( \frac{V_{sl}}{100} \right)^2 + b \left( \frac{1}{V_{sl}^* - V_{sl}} - \frac{1}{V_{sl}^*} \right) \right\} MSF \quad (1.33)$$

où

$V_{sl}^*$  = limite supérieure de  $V_{sl}$  pour que la liquéfaction se produise

a,b = paramètres d'ajustement de courbes.

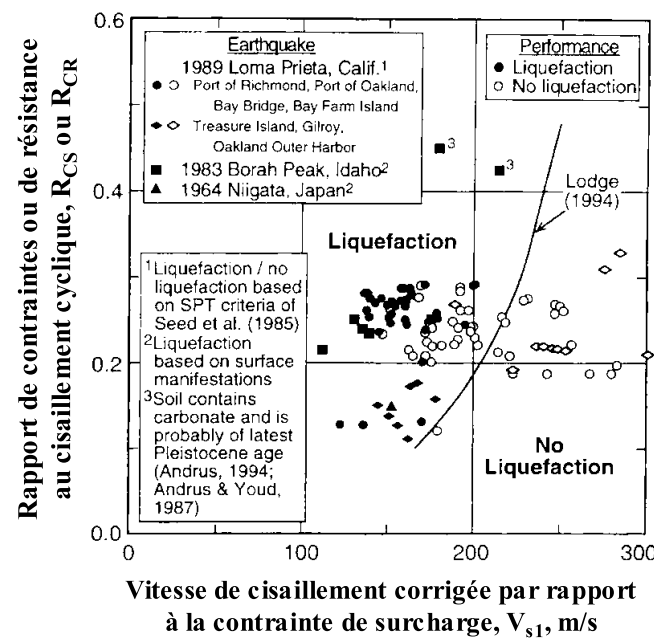


Figure1-20 : Relation de résistance à la liquéfaction pour un séisme de 7,5 de magnitude (Lodge, 1994)

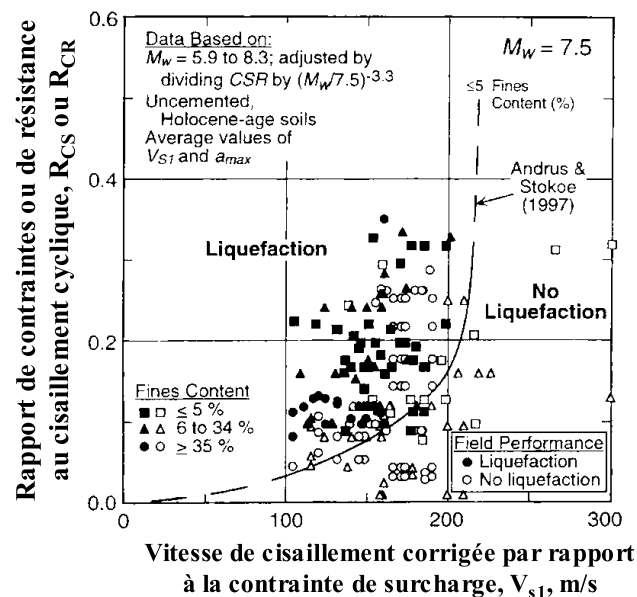


Figure 1-21 : Relation de résistance à la liquéfaction pour un séisme de 7,5 de magnitude et pour des sols propres non cimentés d'âge holocène (Andrus et Stokoe, 1997)

#### 1.10 Evaluation de la liquéfaction à partir d'essais au dilatomètre de Marchetti (DMT)

L'essai DMT offre une autre alternative aux méthodes précédentes et qui commence à être d'usage fréquent. Cet essai consiste à introduire une lame dans le sol et puis à dilater une membrane dans la couche considérée par l'intermédiaire d'un gaz. Trois paramètres sont déduits de cet essai :  $I_D$  qui représente l'indice de matériau et est nécessaire pour la classification du sol,  $E_D$ , le module de dilatomètre et  $K_D$ , l'indice de contrainte horizontale. Ce dernier paramètre est à la base de plusieurs corrélations entre  $K_0$ ,  $C_u$ ,  $\phi$ ,  $D_r$ , etc. Ainsi, à travers cet indice, l'histoire de chargement, la distinction entre les argiles normalement consolidées et surconsolidées, la présence de fissures et de la cimentation peuvent être identifiées. Les études théoriques et expérimentales de ces 20 dernières années ont montré que  $K_D$  est remarquablement sensible aux facteurs qui augmentent la résistance à la liquéfaction tel que l'âge, la cimentation,  $K_0$ , et l'histoire des déformations. Ces mêmes facteurs sont peu ressentis par les autres essais. Plusieurs chercheurs ont essayé d'établir une corrélation entre les résultats de l'essai au dilatomètre DMT et la résistance à la liquéfaction, mais ces corrélations restent valables seulement pour le sable.

## 1.10.1 Méthode approximative de Marchetti (1982)

En se basant sur les données obtenues par Vaid et al. (1981), Marchetti (1982) a proposé une corrélation entre le taux de contrainte cyclique limite  $R_{CSL}$  qui cause la liquéfaction et l'indice des contraintes horizontales  $K_D$  :

$$R_{CSL} = \frac{\tau_l}{\sigma'_{v0}} = \frac{K_D}{10} \quad (1.34)$$

Cette relation a été appliquée dans l'étude du site de Heber Road dans le sud de la Californie; elle est représentée par une droite de démarcation (figure 1-22). Sur cette même figure, est présentée la courbe établie par Robertson & Campanella (1986) et qui a été également utilisée dans l'étude de ce site. Cette corrélation procure des valeurs de  $R_{CS}$  inférieures à celles obtenues par l'approximation de Marchetti.

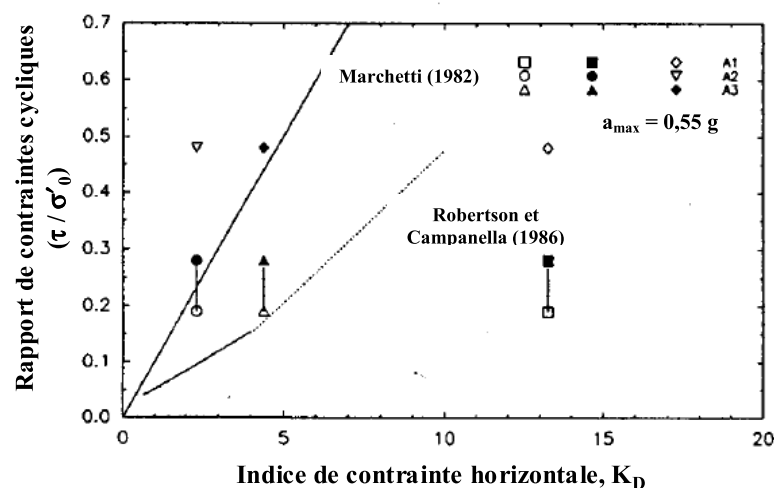


Figure 1-22 : Résultats de liquéfaction à partir du DMT dans le site de Heber Road (Marchetti, 1982, Robertson et Campanella, 1986)

## 1.10.2 Méthode de Robertson et Campanella (1986)

En combinant la relation entre  $K_D$  et la densité relative  $D_r$  de la figure 1-23, avec les données de résistance à la liquéfaction obtenues in situ par Christian et Swiger (1975) et traités plus tard par Vaid et al. (1981), une corrélation de liquéfaction a été établie avec le DMT. Cette corrélation est représentée sur la figure 1-24. Celle-ci donne pour les sables normalement

consolidés et non cimentés, des valeurs de  $R_{CS}$  inférieures à celles calculées par Marchetti, comme montré précédemment.

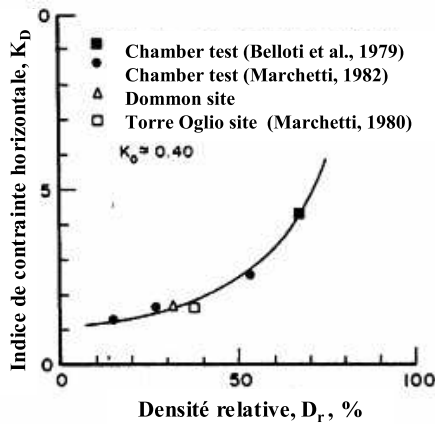


Figure 1-23: Corrélation entre  $K_D$  et la densité relative  $D_r$  pour les sables normalement consolidés et non cimentés (Bellotti et Marchetti, 1979)

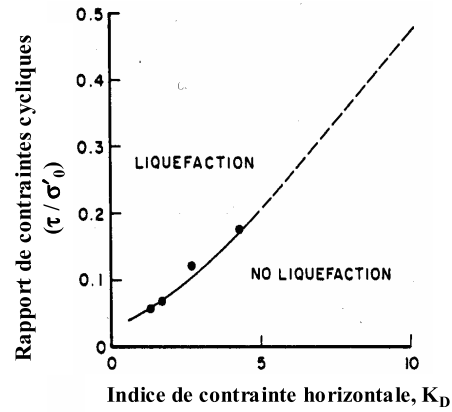


Figure 1-24 : Corrélation proposée entre la résistance à la liquéfaction et  $K_D$  (Robertson et Campanella, 1986)

Pour évaluer la corrélation proposée par Robertson et Campanella, des essais ont été effectués par l'Université British Columbia UBC. Les essais réalisés étaient le CPT, le SPT, le DMT ainsi que des essais triaxiaux au laboratoire. La comparaison des  $R_{CS}$  limites est présentée sur la figure (1-25). Une bonne concordance est observée entre la courbe du DMT et celles des autres essais.

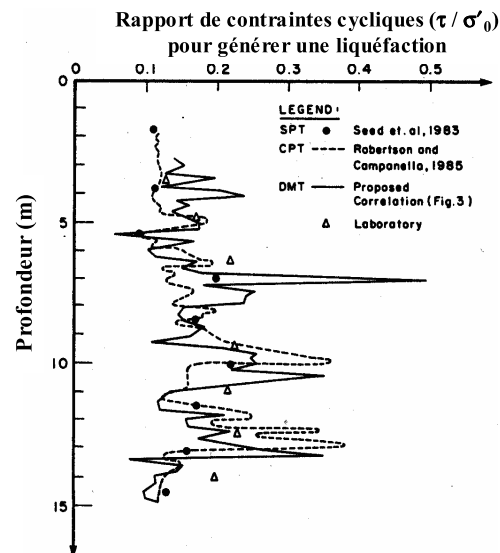


Figure 1-25: Comparaison entre les différents  $R_{CS}$  limites déterminés par les essais SPT, CPT et DMT (Robertson et Campanella, 1986)

Si la résistance de liquéfaction a été calculée par l'équation proposée par Marchetti, le  $R_{CS}$  limite aurait été surestimé, par une valeur moyenne proche de 0,4.

### 1.10.3 Méthode de Reyna et Chameau (1991)

Reyna et Chameau ont réalisé une étude du potentiel de liquéfaction sur trois sites de l'Imperial Valley dans le sud californien : Heber Road, Kornbloom et Wildlife. Ils ont appliqué les deux méthodes proposées par Marchetti (1982) et par Robertson et Campanella (1986). Ensuite, ils ont proposé une nouvelle corrélation. L'objectif de leur étude était d'évaluer l'utilisation du paramètre  $K_D$  comme indice de calcul du potentiel de liquéfaction. La figure (1-26) résume les différentes corrélations entre le taux de contrainte cyclique et l'indice de contrainte horizontale  $K_D$  pour tous les sols étudiés.

Les résultats indiquent que la corrélation de Marchetti est non conservative pour les faibles valeurs de  $K_D$ , car le plot B de Kornbloom s'est liquéfié. En revanche, le plot A3 du site Heber Road ne s'est pas liquéfié. La corrélation de Robertson et Campanella est très conservative pour les grandes valeurs de  $K_D$ . Cependant, elle paraît bien correspondre aux données obtenues pour les faibles valeurs de  $K_D$ , inférieures à 3-4.

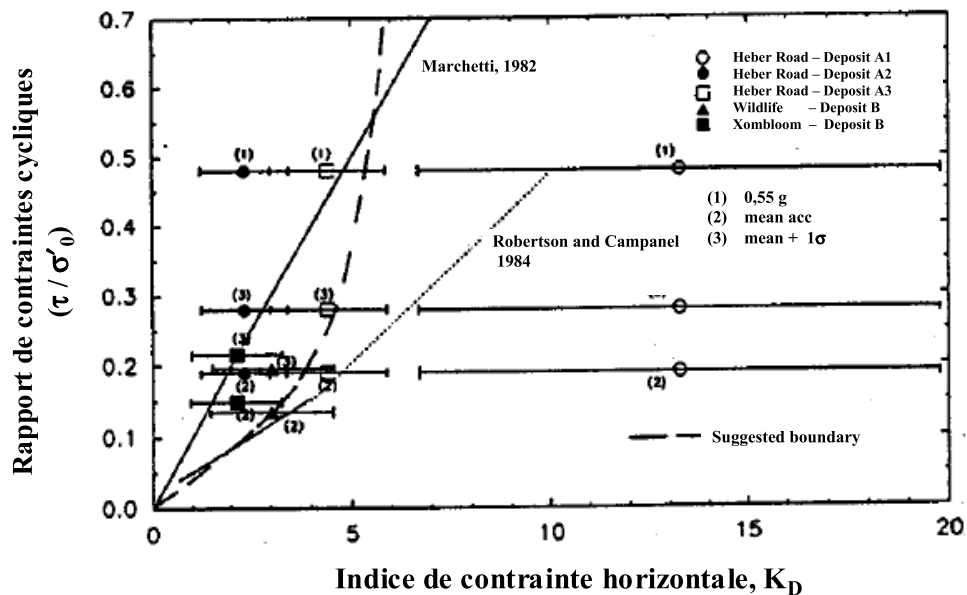


Figure 1-26: Courbes  $R_{CS}$  -  $K_D$  Marchetti (1982), Robertson et Cambanella (1986), Reyna et Chameau (1991)



Les données disponibles ont montré que la liquéfaction n'a pas eu lieu pour les sols dont la densité relative  $D_r$  est supérieure à 80%. Par contre, pour les grandes valeurs de  $R_{CS}$ , c'est-à-dire environ 0,5, la liquéfaction peut être observée même pour de grandes valeurs de  $D_r$ . La figure (1-27) combine les données originelles de Robertson & Campanella (1986) avec celles de Baldi et al. (1986). Elle indique qu'une valeur de  $K_D$  d'environ 4,4 correspond à un  $D_r$  d'environ 80% ou plus.

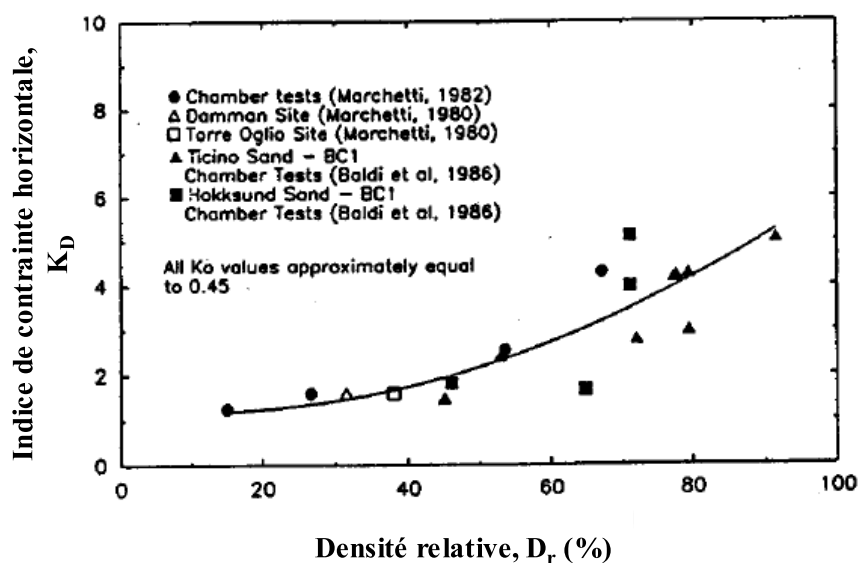


Figure1-27: Corrélation entre  $K_D$  et  $D_r$  pour des sables non cimentés normalement consolidés  
(modifiée par Robertson et Campanella)

En se basant sur ces observations, il est recommandé d'utiliser la corrélation de Robertson et Campanella pour des valeurs de  $K_D$  inférieures à 3-4 et un  $R_{CS}$  inférieur à 0,15. Cependant, au-delà de ce point, la ligne de démarcation peut monter pour s'approcher de la courbe de Marchetti. Ainsi, pour des valeurs de  $R_{CS}$  importants, il faudra une base de données plus riche pour améliorer la tendance de cette courbe. Eventuellement, ceci peut être réalisé par une approche statistique. Il est à noter que ces données ne sont valables que pour des séismes de magnitude d'ordre de 5,5 à 6,5.

#### 1.10.4 Méthode de Monaco et Marchetti (2005)

Monaco et Marchetti ont proposé une corrélation pour l'évaluation du taux de résistance cyclique  $R_{CR}$  à partir de  $K_D$ , de la même façon que la méthode simplifiée de Seed et Idriss (1971). Cette corrélation a été établie à partir des courbes courantes d'évaluation de  $R_{CR}$  en

utilisant le CPT et le SPT. Ces courbes sont transformées en courbes équivalentes  $R_{CR}$  - $K_D$  en utilisant la densité relative  $D_r$  comme un paramètre intermédiaire. La procédure est la suivante :

- 1) évaluer  $D_r$  correspondant aux valeurs de  $q_{CIN}$  de « la courbe de base des sables propres » du CPT en utilisant plusieurs corrélations  $D_r$ - $q_c$  (Baldi et al. 1986, Jamiolkowski et al. 1985) ;
- 2) évaluer, de la même façon,  $D_r$  correspondant aux valeurs de  $(N_1)_{60}$  de « la courbe de base des sables propres » de l'essai SPT en utilisant la corrélation  $D_r$ - $N_{SPT}$  de Gibbs et Holtz ;
- 3) évaluer les valeurs de  $K_D$  correspondant aux valeurs de  $D_r$  déterminées précédemment, en utilisant la courbe de corrélation  $K_D$ - $D_r$  de Reyna & Chameau (1991) de la figure (1-28) ;
- 4) tracer la courbe  $R_{CR}$  - $K_D$  dérivée du CPT et SPT (Figure 1-29).

On retrouve sur la figure (1-29) les courbes proposées auparavant par Marchetti (1982), Robertson et Campanella (1986) et Reyna et Chameau (1991). La courbe centrale de Reyna et Chameau (1991) abroge celles qui la précèdent, étant indiqué qu'elle prend en compte plus de données (Imperial Valley, South California).

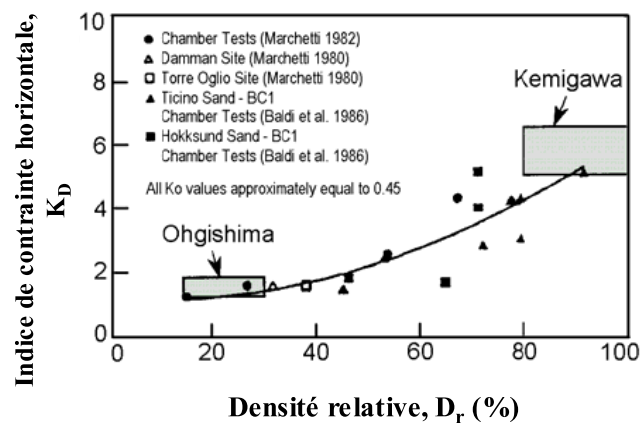
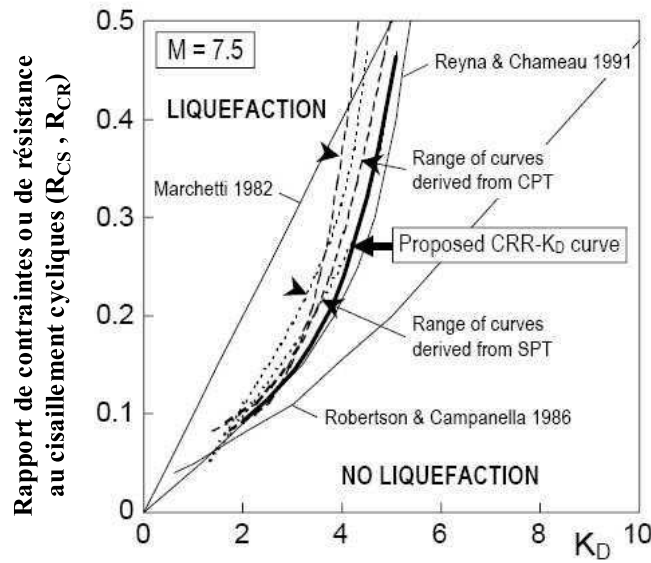


Figure1-28 :Corrélation  $K_D$ - $D_r$  pour des sables non cimentés (Reyna et Chameau,1991)

Figure1-29: Courbes  $R_{CR} - K_D$  pour l'essai DMT

Cette procédure est basée sur l'estimation de  $D_r$  à partir des résultats des essais CPT et SPT, qui sont affectés par plusieurs incertitudes. Enfin, les auteurs proposent une approximation analytique reliant  $R_{CR}$  à  $K_D$ , qui correspond à la courbe en gras de la figure (1-29):

$$R_{CR} = 0.0107 K_D^3 - 0.0741 K_D^2 + 0.2169 K_D - 0.1306 \quad (1.35)$$

#### 1.10.5 Conclusion

Pour évaluer le risque de liquéfaction d'un sol, les ingénieurs ont recours de plus en plus aux méthodes classiques basées sur les essais in situ tel le SPT, le CPT, le DMT et  $V_s$ . Ces méthodes qui se reposent sur le calcul d'un facteur de sécurité (rapport de  $R_{CR}$  sur  $R_{CS}$ ) supposent en général des conditions saturées de sol mais, même si elles ont gagné un terrain pendant ces 20 dernières années, certaines limitations imposent des incertitudes sur leur utilisation. Par exemple les effets de l'âge, de la non saturation et de la cimentation ne sont pas intégrés dans le calcul. Parfois empiriques et souvent appliquées au cas du sable, les grandes questions se posent quand à leur application aux cas des sols limoneux tels que les lœss qui contiennent un certain pourcentage de fines et qui sont naturellement cimentés.

## 1.11 Modélisation numérique du comportement mécanique

### 1.11.1 – Introduction

Dans la modélisation du comportement cyclique, il est essentiel de considérer la déformation plastique au déchargement. Ainsi, Mroz et Norris (1982), Pietruszczak et Poorooshasb (1985) ont présenté un modèle de surface de charge rétractable. Dans ce modèle, il y avait deux types de surfaces considérées : surface de consolidation et surface de charge rétractable. La surface de consolidation peut se dilater ou bien se contracter d'une façon isotrope alors que la deuxième se dilate, se contracte puis se déplace à l'intérieur de la courbe de consolidation suivant des règles de déplacement définies. Le module d'écrouissage d'un état de contraintes est lié à la distance relative entre cet état de contraintes et celui des contraintes conjuguées sur la surface de consolidation.

En se basant sur le modèle présenté par Mroz et Norris, Prevost a développé un modèle d'écrouissage et un modèle de radoucissement anisotrope pour une argile dans des conditions drainées et non drainées. Pietruszczak et Poorooshasb (1985) ont aussi étudié le comportement de l'argile et celui du sable sous l'effet du chargement cyclique en utilisant un modèle de surface de charge rétractable. Malgré sa capacité de pouvoir considérer la mémoire d'un sol et l'effet de la plasticité sous un déchargement, la surface reste difficile à définir et que l'analyse des mouvements de la surface est complexe, sans mentionner que beaucoup de paramètres ne peuvent pas être déterminés expérimentalement. Dafalias et Herrmann (1982) ont simplifié ce modèle tout en présentant le modèle de surface de frontière. Dans ce modèle, la surface de frontière est supposée se dilater et se contracter de façon isotrope ; la surface de charge, qui n'apparaît pas explicitement dans ce modèle, le peut aussi mais tout en se déplaçant à l'intérieur de la surface de frontière. Le module d'écrouissage à l'état de contraintes actuel est lié au module de la surface de frontière, par la distance entre l'état de contraintes et le point des contraintes conjuguées. Le modèle de MIT (modèle des bulles) a été développé à partir du modèle de Dafalias et Herrmann. Actuellement, le modèle de la surface de frontière est très largement utilisé pour décrire le comportement d'un sol sous un chargement cyclique. En outre de ces deux auteurs, Zienkiewicz et al. (1985), Banerjee et al. (1985) et Leidwanger-rabis et al. (1995), ont utilisé ce modèle avec une loi d'écoulement associée pour étudier le comportement de l'argile sous chargement cyclique, alors que Pastor et al. (1985), Truty (1995) et Khalili et al. (2004) l'ont utilisé avec une loi d'écoulement non

associée pour reproduire certains phénomènes essentiels du sable sous chargement cyclique. La différence entre ces deux modèles réside principalement dans la construction de fonction de la surface de frontière. Il semble que les modèles de Zienkiewicz et al. (1985) et de Pastor et al. (1985) soient plus simples à utiliser en raison de peu de paramètres introduits. En analysant le comportement des sables sous un chargement monotone et cyclique, Pastor et al. (1990) ont proposé un modèle de plasticité généralisée en définissant directement une expression pour le module d'écrouissage. Ce modèle peut reproduire l'écrouissage positif et le radoucissement d'un sable sous chargement monotone et le phénomène de liquéfaction sous chargement cyclique. Khoei et al. (2004) ont appliqué ce modèle dans les analyses dynamiques du comportement des barrages.

#### 1.11.2 – Le modèle de surface de frontière (Pastor et al., 1985)

Dans le plan contraintes-déformations axiales, la courbe s'approche d'une droite limite asymptotique, appelée droite caractéristique comme le montre la figure (1-30). L'état de contraintes actuel ne dépasse pas cette droite, et le module plastique de cet état est lié au module plastique du point conjugué sur la droite et de la distance entre l'état actuel et l'état conjugué : c'est l'idée de la surface de frontière. Dans le modèle développé par Pastor et al. (1985), la fonction du potentiel plastique a été basée sur la variation de la dilatance avec  $q/p'$  observée généralement sur des sables et elle est de la forme:

$$G(\sigma, p_g) = \{q - M_g p' (1 + \frac{1}{\alpha_g}) [1 - (\frac{p'}{p_g})^{\alpha_g}]\} \quad (1.36)$$

En général, la loi d'écoulement est non associée ; la fonction de la surface de frontière est différente de la fonction du potentiel plastique.

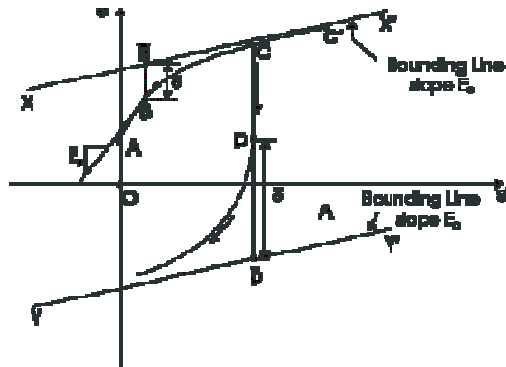


Figure 1-30: Schéma illustrant l'idée de la surface de frontière dans le plan des déformations axiales

Dans ce modèle, l'expression de la surface de frontière est supposée être similaire à celle du potentiel plastique mais avec des paramètres différents. L'expression de la surface de frontière est :

$$F(\boldsymbol{\sigma}, p_c) = \{q - M_f p' (1 + \frac{1}{\alpha_f}) [1 - (\frac{p'}{p_c})^{\alpha_f}] \} \quad (1.37)$$

où  $M_g$  est la pente de la droite caractéristique passant par l'origine dans le plan  $q/p'$ ,  $\alpha_g$  est un paramètre lié à la dilatance,  $p_g$  est un paramètre de dimension qui n'a aucune influence sur la direction normale de la surface de charge plastique.  $\alpha_f$  et  $M_f$  n'ont pas de signification physique, mais le rapport  $M_f / M_g$  est lié à la densité relative du sable. La fonction d'écrouissage  $p_c$  représente l'intersection de la surface de frontière avec l'axe  $p'$ . La valeur initiale de  $p_c$  est considérée comme étant la pression de pré-consolidation. Les déformations volumiques et déviatoriques définissent l'évolution de la loi d'écrouissage, supposée être de la forme suivante :

$$\frac{\partial p_c}{\partial \varepsilon_v^p} = \frac{p_c(1+e)}{\lambda - \kappa} \quad (1.38)$$

$$\frac{\partial p_c}{\partial \xi} = \beta_0 \beta_1 \frac{\partial p_c}{\partial \varepsilon_q^p} \exp(-\beta_0 \xi) \quad (1.39)$$

où  $\xi = \int |d\varepsilon_q^p|$  est la valeur accumulée des déformations déviatoriques.  $\beta_0$  et  $\beta_1$  sont deux paramètres contrôlant l'effet durcissant de  $\varepsilon_q^p$ .

Dans le cas d'un chargement, la relation entre le module plastique d'un état de contraintes et celui des contraintes conjuguées est exprimée comme :

$$H_L = H_L^{cs} \left( \frac{\delta_0}{\delta} \right)^\gamma \quad (1.40)$$

où  $\gamma = \gamma_0 \exp[-D \int (d\varepsilon_q^p d\varepsilon_q^p)^{1/2}]$ ,  $\delta_0$  et  $\delta_l$  sont les distances d'un état de contraintes et de son point conjugué de l'origine respectivement,  $D$  est un paramètre exprimant la dégradation plastique causée par l'endommagement,  $H_L^{cs}$  est le module plastique du point conjugué sur la surface de frontière, qui peut être obtenue en appliquant la condition de consistance  $dF = 0$ :

$$H_L^{cs} = - \frac{\frac{\partial F}{\partial p_c}}{\sqrt{(1+d_g^2)} \sqrt{(1+d_f^2)}} \left( \frac{\partial p_c}{\partial \varepsilon_v^p} d_g + \frac{\partial p_c}{\partial \varepsilon_q^p} \right) \quad (1.41)$$

$$\partial F / \partial p_c = -M_f (\alpha_f + 1) (1 - \eta \frac{\alpha_f}{M_f (1 + \alpha_f)})^{(1+1/\alpha_f)}$$

où

$$d_g = (1 + \alpha_g)(M_g - \eta) \text{ et } d_f = (1 + \alpha_f)(M_f - \eta)$$

Dans le cas du déchargement, le module plastique est déterminé de la façon suivante :

$$H_U = H_{U0} \left( \frac{\eta_U}{M_g} \right)^{-\gamma_u} \quad \text{pour } \left| \frac{\eta_U}{M_g} \right| < 1 \quad (1.42)$$

$$H_U = H_{U0} \quad \text{pour } \left| \frac{\eta_U}{M_g} \right| \geq 1 \quad (1.43)$$

où  $\eta_U = (q/p')_U$  représente le rapport de déchargement correspondant à l'état de contraintes au début du déchargement,  $H_{U0}$  et  $\gamma_u$  sont des paramètres.

Dans le cas d'écrouissage positif ou de radoucissement, les conditions de chargement ou de déchargement sont définies par :

$$d\boldsymbol{\sigma}^{'T} \cdot \mathbf{n} / H_L > 0 \quad \text{pour le chargement}$$

$$d\boldsymbol{\sigma}^{'T} \cdot \mathbf{n} / H_L < 0 \quad \text{pour le déchargement}$$

Les modules élastiques sont supposés être dépendants de la contrainte moyenne effective, et le module de cisaillement est calculé à partir des modules volumiques si le coefficient de Poisson est connu :

$$K = \frac{(1+e)p'}{\kappa} \quad \text{et} \quad G = \frac{3(1-2\nu)}{2(1+\nu)} K \quad (1.44)$$

L'incrément de la contrainte moyenne effective peut être déterminé à partir de l'équation suivante :

$$dp' = - \frac{A}{\frac{\kappa}{(1+e_0)p'} + Ad_f} dq \quad (1.45)$$

$$\text{où } A = \frac{1}{H_{L/U}} \frac{1}{\sqrt{(1+d_g^2)}} \frac{1}{\sqrt{(1+d_f^2)}} d_g \quad (1.46)$$

$$d_g = (1 + \alpha_g)(M_g - \eta), \quad d_f = (1 + \alpha_f)(M_f - \eta)$$

### 1.11.3 – Le modèle de plasticité généralisée (Pastor et al., 1990)

Dans ce modèle, les modules élastiques sont aussi supposés être dépendants de la pression moyenne effective:

$$d\epsilon_p^e = dp' / K, \quad d\epsilon_q^e = dq / 3G_{es}, \quad K = \frac{1+e}{\kappa} p' = K_0 \frac{p'}{p_0}, \quad G_{es} = G_0 \frac{p'}{p_0} \quad (1.47)$$

où  $K_0$  et  $G_0$  sont les modules correspondant à l'état de contraintes initial. Le calcul du module plastique  $H_L$  se fait de la façon suivante:

$$H_L = H_0 p' \tilde{H}_f (\tilde{H}_v + \tilde{H}_s) \quad (1.48)$$

$$\text{où } \tilde{H}_f = (1 - \eta / \eta_f)^4 \quad (1.49)$$

$$\eta_f = (1 + 1/\alpha) M_f \quad (1.50)$$

$$\tilde{H}_v = (1 - \eta / M_g) \quad (1.51)$$

$$\tilde{H}_s = \beta_0 \beta_1 \exp(-\beta_0 \xi) \quad (1.52)$$

$$\eta = q / p', \quad \alpha_f = \alpha_g = \alpha, \quad \xi = \int |d\epsilon_q^p| \quad (1.53)$$

$H_0$  peut être estimé à partir de l'expression suivante :  $H_0 = (1 + e_0)/(\lambda - \kappa)$ .  $\tilde{H}_s$  est introduit de façon à considérer l'écroutissement du sol dû à l'accumulation des déformations déviatoriques. Dans le cas d'un chargement cyclique et afin de prendre en considération l'histoire du chargement en cas de chargement, l'équation (1.48) est réécrite avec un terme en plus :

$$H_L = H_0 p' \tilde{H}_f (\tilde{H}_v + \tilde{H}_s) \tilde{H}_{DM} \quad (1.54)$$

$$\text{où } \tilde{H}_{DM} = \left( \frac{\zeta_{MAX}}{\zeta} \right)^\gamma, \quad \zeta = p' \left\{ 1 - \left( \frac{\alpha}{1 + \alpha} \right) \frac{\eta}{M_g} \right\}^{-1/\alpha} \quad (1.55)$$

$\zeta_{MAX}$  est la valeur maximale du paramètre  $\zeta$  qui définit les différents états de contraintes que le sol subit (y compris l'état actuel). Dans des conditions non drainées, l'incrément de la contrainte moyenne effective peut être déterminé à partir d'une autre équation :

$$dp' = - \frac{1}{\frac{p_0}{K_0 p'} + A d_f} dq \quad (1.56)$$

$$\text{où } A = \frac{1}{H_{L/U}} \frac{1}{\sqrt{(1 + d_g^2)}} \frac{1}{\sqrt{(1 + d_f^2)}} d_g \quad (1.57)$$



#### 1.11.4 – Modèle élastoplastique avec endommagement (Gens et Nova, 1993)

Le comportement des sols naturels cimentés ou des géomatériaux à comportement similaire, peut être résumé comme suit (Leroueil et Vaughan, 1990):

- Les phénomènes d'écrouissage sont très marqués et les limites élastiques sont facilement identifiables expérimentalement.
- Le début de plastification indique le début de la dégradation des liants. Cette dégradation est causée par l'écrasement de la cimentation.
- Les liants confèrent au matériau une vraie cohésion et une résistance au cisaillement.
- Avec l'augmentation de la pression de confinement, les échantillons sous cisaillement, éprouvent une transition d'un comportement fragile/dilatant à un comportement ductile/contractant.
- La rigidité et la contrainte déviatorique diminuent au moment de l'écrouissage avec l'augmentation de la pression de confinement.
- Les courbes de consolidation possèdent en général un point d'écrouissage différent, et après écrouissage elles ont tendance à se converger vers les courbes de consolidation du matériau non cimenté.

Pour les argiles cimentées, Gens et Nova (1997) ont conclu que le module plastique est influencé par les déformations plastiques de la matrice du sol et par la dégradation des liants. Ils définissent par  $f$  la surface de charge qui sépare deux régimes différents : le premier délimité par un seuil où le comportement est élastique (les déformations étant réversibles) et le second définissant le comportement après le seuil où le comportement est plastique.

## 1.11.4.1 – Effet de la cimentation sur le domaine élastique initial

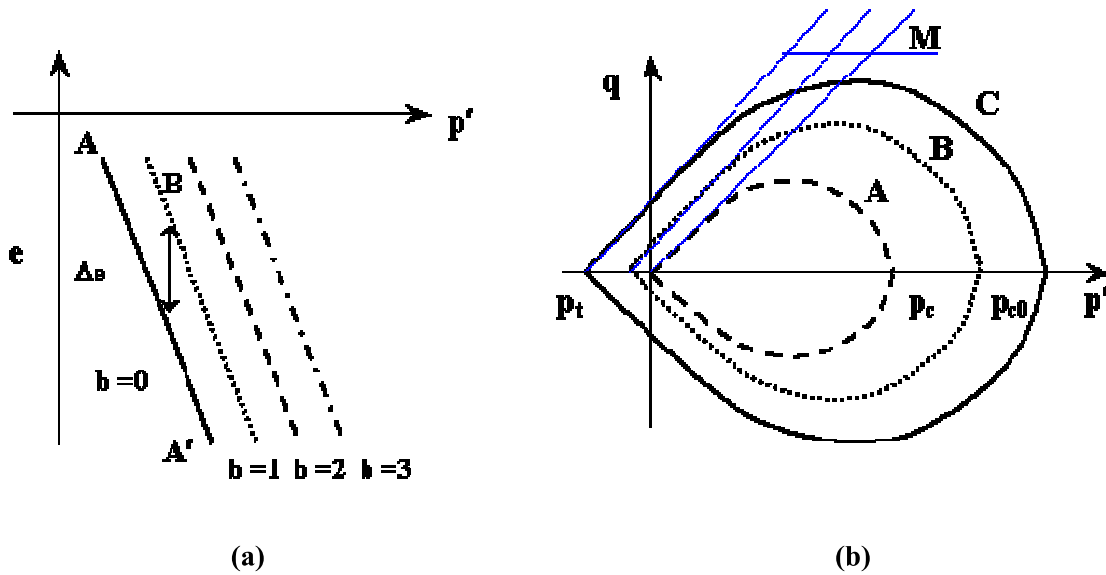


Figure 1-31: (a) Droites de consolidation isotrope vierges pour des matériaux à différents degré de cimentation (b) Surfaces de charges successives pour un degré de cimentation croissant. La surface A correspond au matériau non cimenté.

Comme le montre la figure 1-31(a), l'effet de la cimentation peut décaler la droite de consolidation isotrope  $AA'$  d'un sol non cimenté vers la droite. Dans le plan  $q / p'$  (figure 1-31 (b)), la surface de charge valable pour le comportement d'un sol non cimenté est représentée par  $A$ . Avec l'augmentation du pourcentage de cimentation, la surface de charge doit augmenter dans la direction à droite de l'axe de  $p'$ . En outre, la cimentation apporte une cohésion et une résistance en traction au sol, ceci est reflété par le déplacement de la surface de charge vers la gauche. Deux paramètres définissent la nouvelle surface de charge :  $p_{c0}$  qui contrôle l'écroutissement du sol cimenté dans les conditions de compression isotropes et  $p_t$  qui est relié à la cohésion et à la résistance du matériau à la traction. Ces deux paramètres augmentent avec la cimentation et sont reliés entre eux par l'équation (1.61) :

$$\frac{p_{c0}}{p_t} = f(b) \quad (1.61)$$

où  $b$  est une variable non dimensionnelle qui représente le degré de cimentation. Il est évident que  $f(b)$  doit être égal à 1 quand  $b = 0$ .

La variation de  $p_t$  avec la cimentation est exprimée par :

$$\frac{p_t}{p_c} = f_t(b) \quad (1.62)$$

Avec  $p_t \rightarrow 0$  quand  $b = 0$ .

#### 1.11.4.2 – Dégradation des liants et l'évolution de la surface de charge

Une fois le domaine élastique initiale est atteint et que les déformations plastiques commencent à se développer, il y aura l'évolution de la surface de charge. Cette évolution est principalement contrôlée par deux phénomènes : l'écrouissage positif des sols non cimentés et l'écrouissage négatif dû à la dégradation des liants. Ainsi, le module d'écrouissage global est :

$$H = H_\delta - H_d$$

Le premier terme,  $H_\delta$  prend en considération l'agrandissement du domaine élastique comme pour les sols non cimentés alors que le second terme produit un rétrécissement de la surface de charge dû à la dégradation des liants. Comme une première approximation, on suppose que pour les sols non cimentés, et sous un chargement monotone, l'écrouissage est isotrope (c.à.d. que le domaine élastique change en dimension mais non en forme). Le terme  $H_d$  est contrôlé par l'évolution de la cimentation. Clairement, la quantité des liants va diminuer progressivement avec la formation des déformations plastiques irréversibles. Pour généraliser, les auteurs ont introduit la notion d'endommagement et l'ont relié à la fonction  $b$  selon :

$$b = b(h)$$

La fonction  $b(h)$  doit continuellement décroître avec  $h$  pour tendre vers zéro. En outre,  $h$  doit être une fonction monotone croissante des déformations plastiques :  $h = h(\varepsilon^p)$ . Dans les conditions d'un essai triaxial,  $h = h(\varepsilon_s^p, \varepsilon_v^p)$ , avec  $\varepsilon_s^p$  comme déformation plastique de cisaillement et  $\varepsilon_v^p$  comme déformation plastique volumique.

#### Formulation du modèle

Les auteurs ont adopté le modèle de Nova (1988) comme référence pour les sols non cimentés. Dans les conditions d'un essai triaxial, l'expression de la surface de charge,  $f$ , est :

$$f \equiv 3(\gamma - 3)\beta \ln p' / p_c + \eta^2 \left( \frac{3}{2}(\gamma - 1) - \frac{2}{9}\gamma\eta \right) = 0 \quad (1.63)$$

Pour inclure l'effet de la cimentation, cette équation est modifiée et elle devient :

$$f \equiv 3(\gamma - 3)\beta \ln p'^*/p_{c0} + \eta^{*2} \left( \frac{3}{2}(\gamma - 1) - \frac{2}{9}\gamma\eta^* \right) = 0 \quad (1.64)$$

où

$\gamma$  et  $\beta$  sont des paramètres constitutives

$$\text{et } \eta_{ij}^* = \frac{S_{ij}}{p' + p_t} \quad \text{avec} \quad S_{ij} = \sigma'_{ij} - \frac{1}{3}\sigma'_{hk}\delta_{hk}\delta_{ij}$$

$$p'^* = p' + p_t \quad \text{ou simplement} \quad \eta^* = q / p'^* \quad (1.65)$$

Les expressions qui relient  $p_{c0}$  et  $p_t$  au paramètre  $b$ , sont définies comme suit :

$$f(b) = p_{c0} / p_c = 1 + b$$

$$f_t(b) = p_t / p_c = \alpha_t b \quad (1.66)$$

où  $\alpha_t$  est une constante conséquence du fait que la contrainte de consolidation isotrope ne peut pas élargir la limite élastique.

La fonction définissant la réduction des liants ( $b$ ) avec l'endommagement ( $h$ ) doit être aussi spécifiée avec la relation contrôlant l'évolution de l'endommagement, soit :

$$b = b_0 e^{-(h-h_0)}$$

$$h = h_1 \int d|\epsilon_s^p| + h_2 \int d|\epsilon_v^p| \quad (1.67)$$

ou bien d'une façon incrémentale :

$$dh = h_1 d|\epsilon_s^p| + h_2 d|\epsilon_v^p|$$

où  $b_0$  est une variable adimensionnelle qui représente la quantité initiale de cimentation dans le sol ;

$h_0$  représente l'état d'endommagement avant le chargement ;

$h_1$  et  $h_2$  représentent l'évolution de l'endommagement avec les déformations déviatoriques et volumiques respectivement.

Ces expressions assurent que l'endommagement augmente d'une façon monotone, et indépendamment du signe des déformations plastiques. Dans le cas de déformations volumétriques, ceci implique que la compression et la dilatance plastiques contribueront à la dégradation du matériau. Les auteurs notent aussi que les déformations plastiques dues au cisaillement affectent aussi la fonction d'endommagement.

L'écroutissage correspondant à la partie non cimentée du modèle est supposé isotrope.

$$p_c \dot{\epsilon}_v^p = \frac{\partial p_c}{\partial \epsilon_v^p} \dot{\epsilon}_v^p + \frac{\partial p_c}{\partial \epsilon_s^p} \dot{\epsilon}_s^p = 0 \quad (1.68)$$

Si  $p_c$  serait seulement dépendante de  $\varepsilon_v^p$  comme dans le modèle de Cam Clay par exemple, à l'état limite il n'y aurait pas de variation volumique. Ainsi pour pouvoir modéliser la dilatance observée, il est nécessaire que l'écrouissage soit aussi dépendant des déformations déviatoriques. On a ainsi :

$$p_c = (p_c)_i \exp \left\{ \frac{\varepsilon_v^p + \xi(3/2(\varepsilon^p)^2)^{1/2}}{B_p} \right\} \quad (1.69)$$

Où  $\xi$  et  $B_p$  sont des paramètres du modèle et  $(p_c)_i$  est la valeur de  $p_c$  quand les déformations plastiques sont nulles. Comme la règle d'écoulement est non associée, la fonction du potentiel plastique  $g$  est de la forme :

$$g \equiv 9(\gamma-3)\beta \ln p'^*/p_{c0} + \eta^{*2} \left( \frac{3}{2}(\gamma-1) - \frac{2}{9}\gamma\eta^* \right) = 0 \quad (1.70)$$

Seulement dans la condition où  $\beta=3$ , la règle de normalité s'applique.

Finalement, à l'intérieur de la surface de charge le comportement est contrôlé par un modèle hypoélastique défini par :

$$\dot{\varepsilon}_v^e = \kappa \dot{p}'/p'; \quad \dot{\varepsilon}^e = L \dot{\eta} \quad (1.71)$$

où  $L$  est une constante dépendante du module de cisaillement du sol non cimenté.

Les auteurs notent que le composant de la formulation concernant les liants est indépendant de la loi constitutive sélectionnée pour le sol non cimenté et que d'autres modèles pourraient être utilisés.

#### 1.11.5 Conclusion

Dans cette partie, on a discuté de deux modèles, de Pastor et al. (1985) et celui de Gens et Nova (1993), qui seront utilisés dans le dernier chapitre. Le premier modèle qui a remplacé les modèles de densifications classiques, est capable de reproduire correctement le comportement du sable sous chargement statique et cyclique avec un nombre de paramètres limité. En outre, à partir d'un type de formulation élastoplastique unique et cohérente, le modèle commence avec quelques constantes définissant un certain état de comportement critique et qui peut être raffiné pour inclure des phénomènes plus complexes. D'autre part, le second modèle nous présente l'avantage d'avoir inclus l'effet de l'endommagement sur les sols cimentés. Quelques difficultés se présentent quant à la détermination de l'augmentation de  $p_{c0}$  avec la cimentation. En ce qui concerne la dégradation des liants, des relations basées

sur des résultats expérimentaux ont été développées entre la résistance du sol due à la cimentation et l'évolution de l'endommagement. Il est aussi envisageable que, contrairement à ce que suppose implicitement l'équation (1.67), la dilatance et la compression peuvent avoir différents effets sur la décimentation. L'écrouissage et la décimentation sont les deux phénomènes qui contribuent à la dégradation du matériau et rendent son comportement semblable à celui d'un matériau non cimenté (ou complètement endommagé) pour lequel l'effet d'une anisotropie induite est souvent important. On se demande ainsi sur la supposition d'un écrouissage isotrope pendant ce processus. La décimentation est aussi supposée de changer les paramètres élastiques. Pour vérifier ce point, différents essais de chargement et de déchargement doivent être réalisés à différents niveaux de dégradation de la cimentation.

L'élasticité est en aucun cas la seule façon de modéliser un déchargement. Une plasticité avec une surface de frontière ou à multi-surfaces sera probablement une meilleure approche pour modéliser le comportement à l'intérieur d'une surface de charge. Une combinaison entre l'élastoplasticité généralisée et les équations qui relient l'évolution de l'endommagement aux déformations pourra simuler un comportement comme celui des læss de Picardie soumis aux vibrations de train. Cette approche sera développée au chapitre VI.

## Chapitre II

### Matériau étudié et techniques expérimentales

#### 2.1 Origine et propriétés du matériau étudié

Les accumulations principales de loess se produisent dans la vallée inférieure du Seine, le bassin oriental de Somme et dans le nord. Au-dessus du secteur entier les unités calcaires typiques principales sont attribuées au Weichselian Pléniglacial supérieur, entre 15 et 25 ka BP, et particulièrement entre 20 et 25 ka BP. Dans les régions caractérisées par un discontinu et une couche très mince, le loess accumulé en particulier sur des pentes de leeside, recouvrant les graviers fluviaux en vallée telle que la vallée d'Orne de fleuve (près de Caen) la vallée de Somme de fleuve, et à la jonction entre les pentes et les terrasses alluviales ou marines. Dans le nord-est de la France, la couverture de loess passe graduellement dans la zone Arénacé-glaiseuse transitoire et puis dans la zone de Coversand de la Belgique et des Pays Bas (Paepe et Sommé, 1970). En septembre 2002, des blocs de loess ont été prélevés à quatre différentes profondeurs (1,20m ; 2,20m ; 3,50m et 4,90m) sur le site de Beugnâtre qui est situé à 140 km de Paris et à une distance de 25m de la ligne du TGV. Une observation visuelle montre que les sols situés à 1,20m et 4,90m sont de couleurs marrons et les deux autres de couleurs marrons clairs. La diffraction aux rayons X a montré que ces sols sont constitués principalement de quartz, feldspath, et d'une fraction argileuse ( $<2\mu\text{m}$ ) composée d'un mélange de kaolinite, d'illite, et d'interstratifiés illite-smectite. Cette composition minéralogique est assez homogène avec la profondeur. Le quartz constitue la phase majoritaire et la présence d'argile est claire. On reprend dans le tableau 2-1 les propriétés géotechniques des quatre sols déterminées au laboratoire.

**Tableau 2-1: Propriétés géotechniques des quatre sols prélevés sur le site de Beugnâtre**

<b>Z (m)</b>	<b>%&lt; 2<math>\mu\text{m}</math></b>	<b>w<sub>L</sub> (%)</b>	<b>I<sub>p</sub></b>	<b><math>\rho_d</math> (Mg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>w<sub>nat</sub> (%)</b>	<b>e</b>	<b>S<sub>rnat</sub> (%)</b>	<b>CaCO<sub>3</sub> (%)</b>	<b>Succion (kPa)</b>
1,20	20	30	9	1,52	18,9	0,76	66	5	20
2,20	16	28	9	1,39	18,1	0,93	53	6	34
3,50	16	26	6	1,54	16,6	0,82	55	15	27
4,90	18	30	9	1,55	23,7	0,78	82	9	14

A partir de ce tableau on observe que :

- 1) les couches situées à 1,20m et à 4,90m ont des degrés de saturation plus élevés que ceux situées à 2,20m et à 3,50m , ce qui est compatible avec leurs fractions argileuses. L'indice de plasticité est faible et varie peu pour les quatre couches ;
- 2) la teneur en carbonate pour les premières couches sont faibles alors qu'elle devient plus importante pour les couches à 3,50m et à 4,90m ;
- 3) la densité sèche est faible en particulier pour le sol à 2,20m qui possède aussi l'indice des vides le plus important;
- 4) la succion, qui a été déterminée par la méthode du papier filtre (Fawcett et Collis-George, 1967), n'est pas homogène sur tout le profil, ce qui crée un déséquilibre hydrique dans le massif qui pourrait être à l'origine des instabilités de ce sol;
- 5) la limite de plasticité,  $w_p$  varie très peu (de l'ordre de 20) ce qui montre que ce n'est pas un paramètre caractéristique des loess.

La minéralogie des quatre sols a été étudiée par diffraction aux rayons X (radiation  $K\alpha$  du cuivre). Les observations obtenues sont reportées au tableau 2-2. Les résultats, qui sont plutôt qualitatifs, indiquent une composition minéralogique assez homogène du profil étudié. Le quartz est la phase majoritaire et les argiles apparaissent assez nettement. La même phase argileuse présente sur les différents échantillons étudiés, est caractérisée par la présence de kaolinite, illite et d'interstratifié illite-smectite.

**Tableau 2-2: Analyse minéralogique par diffraction aux rayons X**

Profondeur (m)	Observations
1,20	Présence de quartz (phase majoritaire) et de feldspath. Les phases argileuses apparaissent assez nettement.
2,20	Présence de quartz (phase majoritaire) et de feldspath. Les phases argileuses apparaissent assez nettement.
3,50	Présence de quartz (phase majoritaire) et de feldspath. Les phases argileuses apparaissent assez nettement.
4,90	Présence de quartz (majoritaire), de feldspath et de minéraux carbonatés (Calcite et Dolomite) en faibles quantités. Les phases argileuses apparaissent assez nettement.

En 1970, Dudley a remarqué que les sols effondrables ont une limite de liquidité  $w_L < 45\%$ , une limite de plasticité  $w_p < 25\%$  et une teneur en eau naturelle variant entre 13% et 39%. Notre sol rentre bien dans cette catégorie. Une comparaison entre différents critères



d'évaluation (Critère de Knight (1963), de Denisov (1951), de Priklonskij (1952), de Feda (1964) et de Stephanoff et Kremakova (1960)) et les valeurs d'effondrement à l'oedomètre a été déjà étudiée par Marcial et al.(2003). Les résultats ont montré que c'est la couche à 2,20m qui présente un risque d'effondrement le plus marqué.

### 2.1.1 Courbe de rétention d'eau

La courbe de rétention d'eau a été déterminée par la méthode osmotique vu que la plage de succions étudiées est réduite ( $s < 1,5 \text{ MPa}$ ) (Marcial et Cui, 2003). La courbe a été obtenue en suivant des chemins d'humidification ou de dessiccation à partir de la teneur en eau naturelle et de la densité initiale des sols. Les échantillons de dimensions centimétriques, on été placés dans des membranes semi-perméables (12000-14000) et plongés dans des solutions de polyéthylène glycol (PEG 20 000) à différentes concentrations correspondant à des succions allant de 10 kPa à 1 MPa. Ensuite, les échantillons ont été équilibrés dans des solutions correspondantes pendant 7 jours et la teneur en eau a été déterminée ensuite. Les quatre courbes de rétention sont présentées sur la figure 2-1.

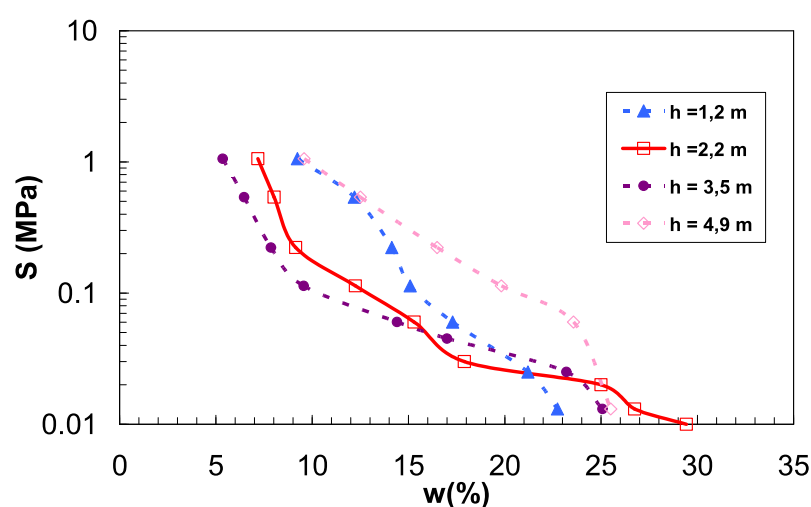


Figure 2-1: Courbes de rétention d'eau obtenues par la méthode osmotique (Marcial et Cui, 2003)

### 2.1.2 Microstructure

#### 2.1.2.a – Porosimétrie au mercure

Pour étudier la distribution de la taille des pores on a souvent recours à la méthode d'intrusion de mercure dans le sol. Des détails sur cette technique seront présentés dans le

paragraphe 2.2. Des essais ont été réalisés sur des sols intacts et des sols effondrés pour toutes les 4 profondeurs considérées. Les résultats sont présentés sur les figures 2-2 (a) et (b). Comme le montre la figure 2-2(a), le sol à 2,20m est le plus effondrable (ordre des déformations à l'oedomètre simple est de 2,41%). Ceci est bien mis en évidence par les courbes porosimétriques (figure 2-2(b)). Cet effondrement atteint les pores de taille supérieure à 0,75mm, alors quant à la microstructure elle semble ne pas être modifiée. Sur la figure 2(b),  $e_m$  représente l'indice des vides de mercure qui correspond au rapport du volume de mercure injecté dans le sol au volume des solides. «  $r_{\text{équ}}$  » étant le rayon capillaire équivalent.

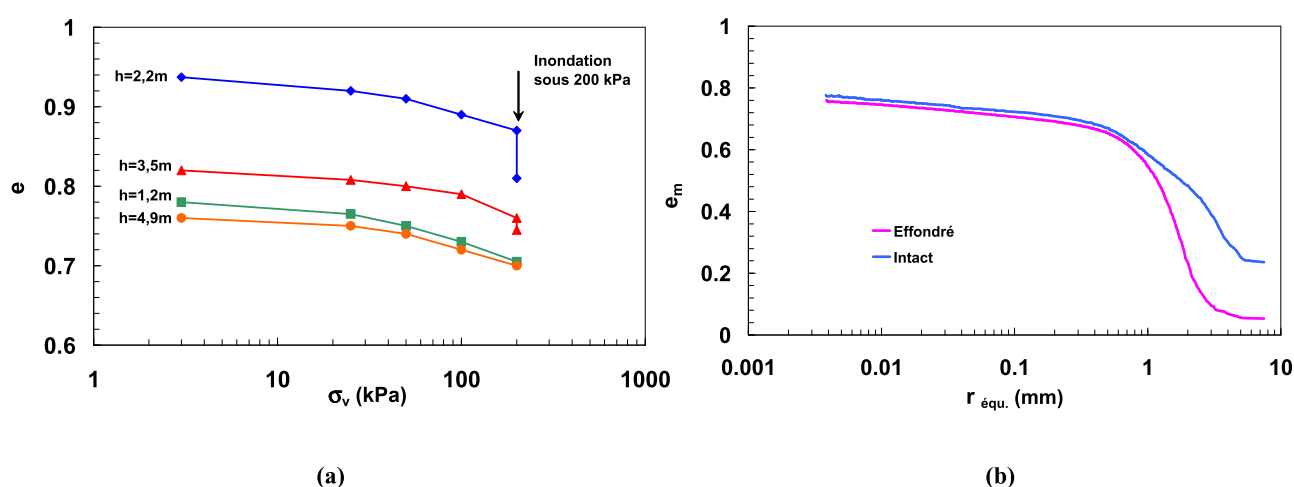


Figure 2-2: (a) Effondrement des sols déterminé par la méthode du simple oedomètre (b) Courbes porosimétriques de la couche 2,20m à l'état intact et effondré (Marcial et Cui, 2003)

### 2.1.2.b – Observation au Microscope Electronique à Balayage (MEB)

L'observation au (MEB) a été réalisée sur des échantillons lyophilisés intacts et effondrés. Les variations au niveau de la microstructure du sol à 2,20m sont présentées sur les figures 2-3 (a) et 2-3(b). Comme le montre la figure 2-3(a), le loess à 2,20m et à l'état intact est formé d'un agglomérat d'agrégats et d'argiles. Ces grands agrégats de diamètre de 200  $\mu\text{m}$  environ sont formés de grains de silt de 15 à 30  $\mu\text{m}$  de diamètre, en concordance avec la courbe granulométrique (figure1-1). On peut observer aussi la présence de grands pores inter-agrégats de plus de 30  $\mu\text{m}$  de diamètre. Les argiles sont présentes sur et entre les grains de silt, contribuant ainsi aux liaisons entre grains ou entre agrégats. En revanche, la figure 2-3(b) nous montre la disparition des grands pores initialement présents, et que l'agglomérat devient

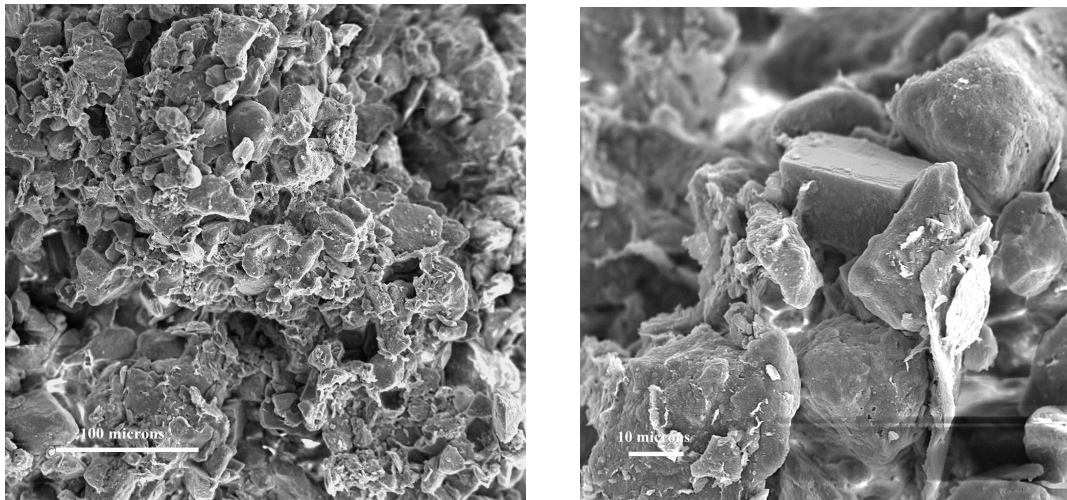
plus dense, avec des particules de plus en plus serrées. On distingue à peine la présence des argiles.

#### 2.1.2.c – Conductivité hydraulique

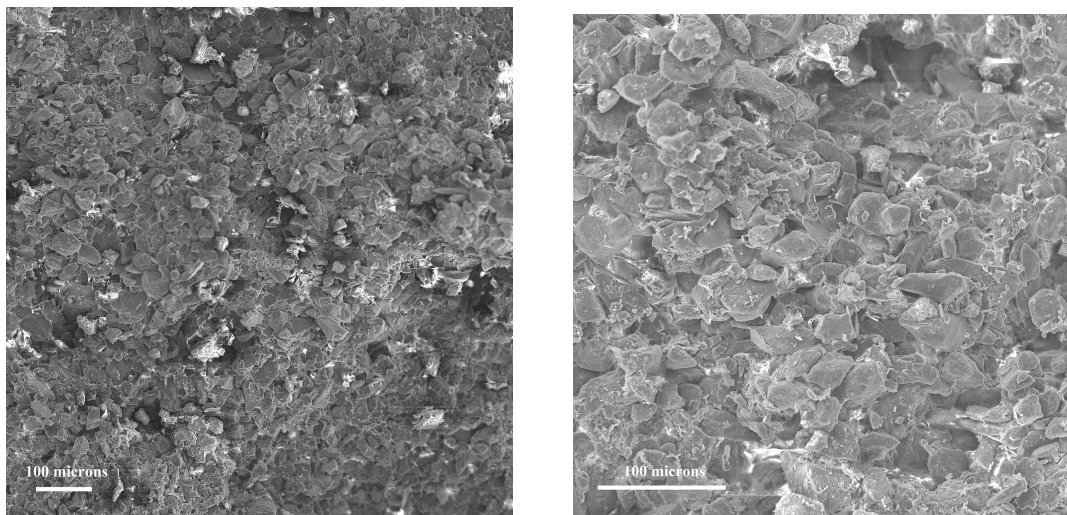
Les essais pour déterminer les coefficients de perméabilité des quatre sols ont été réalisés sous une charge de 25 kPa. Le tableau 2-2 résume les valeurs trouvées de  $k$ . On remarque que l'ordre de grandeur de ce coefficient pour les quatre sols est presque le même,  $10^{-9}$  m/s. Mais c'est le sol à 2,20m qui est le plus perméable, suivi du sol à 3,50m, puis 1,20m et en dernier le sol à 4,90m. Ceci est compatible avec la densité des sols (voir tableau 2-1).

Tableau 2-3: Coefficient de perméabilité des 4 sols (Marcial et Cui, 2003)

Profondeur (m)	1,20	2,20	3,50	4,90
$k$ (m/s)	3,23 E-8	7,63E-8	4,41E-8	2,66E-8



(a) Sol intact 2,20m



(b) Sol effondré 2,20m

**Figure 2-3: Observation au (MEB) de la couche à 2,20m à l'état (a) intact (b) effondré**

## 2.2 Techniques expérimentales : étalonnage et protocole d'essais

### 2.2.1 Etude au porosimètre à mercure

Cet essai qui repose sur la loi de Laplace-Jurin consiste à injecter de mercure sous pression dans un milieu poreux afin d'obtenir plus d'information sur sa microstructure (distribution des rayons d'accès des pores). Ainsi, la pression nécessaire pour faire pénétrer du mercure dans un tube capillaire de rayon  $R$ , notée  $P_c$  est calculée selon l'équation :

$$P_c = \frac{2 \cdot \sigma_s \cdot \cos(\theta)}{R} \approx \frac{7500}{R}$$

où  $\theta$  est l'angle de raccordement qui varie entre  $139^\circ$  et  $147^\circ$  (Bousquié, 1979 ; Romero, 1999 ; Anderson, 1999), la tension superficielle  $\sigma_s$  du mercure étant égale à  $482,2 \text{ N.m}^{-1}$  à  $25^\circ\text{C}$ .

### 2.2.1.a La procédure d'essais

- ❖ Laisser un morceau de sol sécher à l'étuve pendant 48 heures.
- ❖ Préparer 3 à 4 échantillons du sol sec de 2 à 3g et les mettre sous vide pendant 24 heures.
- ❖ Peser à nouveau les échantillons, les lyophiliser et puis les placer délicatement dans le dilatomètre à l'aide d'une pince.
- ❖ Placer le dilatomètre avec son socle sous le système d'application du vide pendant 12 heures.
- ❖ Remplir le dilatomètre avec du mercure sous vide.
- ❖ Placer le dilatomètre dans l'autoclave et le fermer avec son chapeau.
- ❖ Lancer l'essai.

### 2.2.1.b La lyophilisation

C'est une technique pour conserver l'état d'un sol désaéré et séché sans modifier sa microstructure. Avant la lyophilisation, les échantillons de sol humide sont mis dans de l'azote sous vide pour être congelés. Ils sont ensuite coupés en petits morceaux centimétriques à coups secs à l'aide d'un couteau. Les sols congelés sont par la suite introduits dans de petites cellules du lyophilisateur. La lyophilisation dure environ 12h.

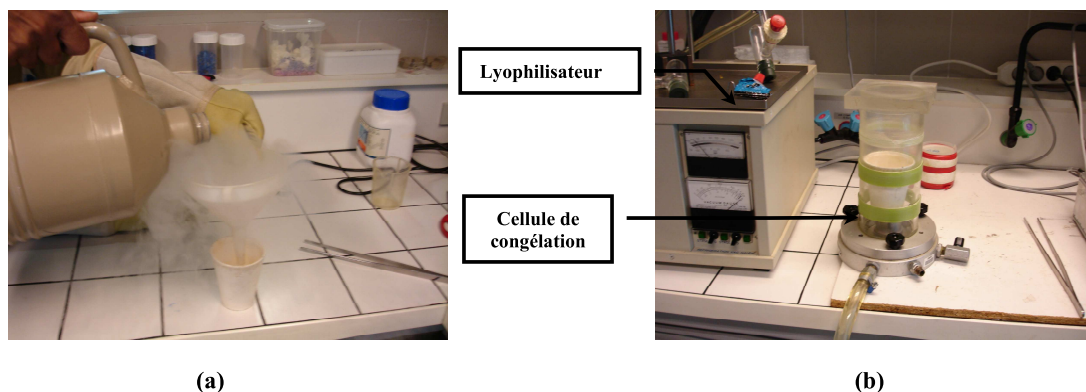


Figure 2-4: Phase de lyophilisation des échantillons (a) préparation de l'azote (b) congélation et lyophilisation

### 2.2.1.c Le dispositif expérimental

Les mesures sont effectuées à l'aide d'un porosimètre autorisant une gamme de pressions de 0,1 à 200 MPa (figure 2-5b). Une fois les échantillons sont placés dans le dilatomètre, ampoule munie d'un tube de mesure, et son remplissage par du mercure sous vide (figure 2-5a), un dispositif de visée optique permet de mesurer la chute de mercure lors de la rupture du vide ou de l'application de la pression atmosphérique. Une éventuelle chute mesurée indique la présence des pores de rayons d'accès supérieurs à 7,5  $\mu\text{m}$ .



(a)



(b)

**Figure 2-5: Essai au porosimètre (a) Remplissage du dilatomètre par du mercure sous vide (b) Cellule d'application de pressions avec le système d'acquisition**

### 2.2.2 Essais de liquéfaction au triaxial cyclique à faible fréquence

Des essais de liquéfaction ont pu être réalisés grâce à la cellule triaxial cyclique Buhel et Faubel (figure 2-6). Ces essais consistent à effectuer des chargements cycliques en force contrôlée et en conditions non drainées jusqu'à atteindre la liquéfaction ou l'accommodation.

#### 2.2.2.a La procédure d'essais

- ❖ Préparer de l'eau désaérée.
- ❖ Tailler un échantillon de 140 mm de hauteur et 70 mm de diamètre.
- ❖ Habiller l'échantillon avec une membrane en latex.
- ❖ Placer l'échantillon dans la cellule triaxial, et puis le saturer en trois étapes:
  - Par application d'un faible vide à l'échantillon
  - Par percolation du  $\text{CO}_2$  pendant 30 à 40 minutes en moyenne
  - Par passage de l'eau désaérée
- ❖ Vérifier le coefficient de Skempton (B doit être proche de 1).
- ❖ Faire le contact entre le piston et l'échantillon.



- ❖ Appliquer la pression de confinement.
- ❖ Appliquer le déviateur cyclique avec une fréquence de 0,05Hz.
- ❖ Lancer l'acquisition puis l'essai.

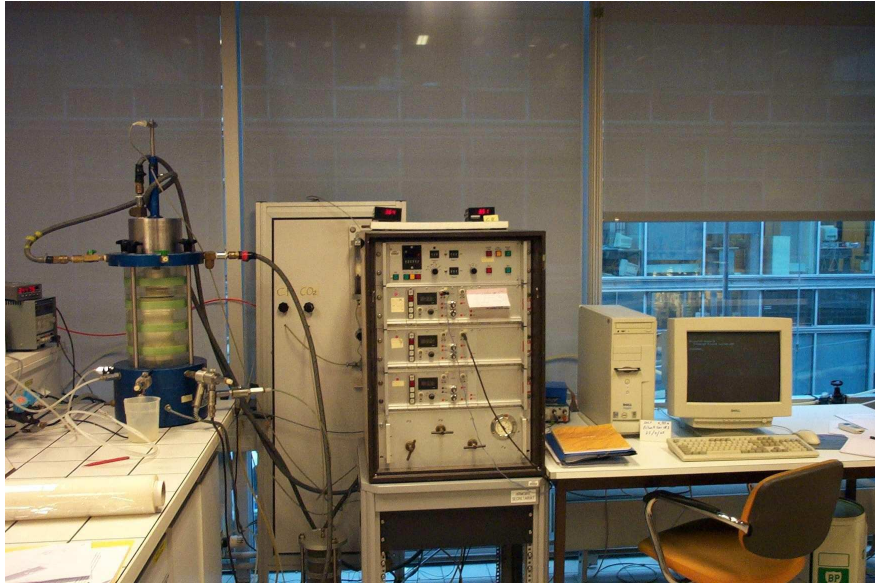


Figure 2-6: Vue générale d'un essai triaxial cyclique avec la cellule, la machine de contrôle et le PC pour l'acquisition de données

### **Mode opératoire**

Les échantillons testés sont de dimension fixes:  $h = 140 \text{ mm}$  et  $\phi = 70 \text{ mm}$ . Ils sont préparés par découpage d'un bloc naturel. Pour un essai, une fois que l'échantillon est fixé sur l'embase inférieure avec les papiers filtres ainsi que les pierres poreuses disposées sur le haut de l'échantillon, l'embase supérieure en PVC est placée de façon à éviter tout contact entre le tuyau et le cylindre en plexiglas, ce qui permet d'éviter tout problème de fuite au niveau du raccord avec le tuyau. Après avoir retourné la membrane sur l'embase supérieure, l'enceinte est mise en place. L'échantillon ainsi installé est alors mis sous vide avec une très faible pression de l'ordre de 1 à 2 kPa pour plaquer la membrane au niveau des pierres poreuse. La cellule est remplie ensuite de l'eau désaérée jusqu'au niveau du raccord de l'embase supérieure. Après avoir connecté les tuyaux de pressions d'air, une pression de confinement  $\sigma_3$  égale à 25 kPa est appliquée.

Lorsque l'échantillon se trouve sous un faible vide (quelques kPa), on procède à la saturation de celui-ci en faisant circuler en premier lieu du CO<sub>2</sub> puis de l'eau désaérée. Le CO<sub>2</sub> étant un gaz très soluble dans l'eau, sa substitution à l'air améliorera la saturation de l'échantillon. Le CO<sub>2</sub> est injecté au niveau du drainage inférieur sous une pression de 6 à 8 kPa, une pression qui doit impérativement être toujours inférieure à la pression de confinement pour éviter tout effondrement de l'échantillon. On fait la circulation du CO<sub>2</sub> sous une pression de confinement de 15 kPa pendant 30 min environ en laissant le drainage de sortie fermé au début puis ouvert ensuite.

Après le passage du CO<sub>2</sub>, la percolation d'eau désaérée sous une charge hydraulique de l'ordre de 13 kPa est faite au niveau du drainage inférieur et une pression de confinement de 25 kPa. Cette circulation est réalisée jusqu'à l'obtention, au niveau du drainage supérieur, d'un volume d'eau au moins égal à 2 fois le volume des vides contenus dans cet échantillon afin de s'assurer que la saturation des vides s'est faite en totalité.

La consolidation de l'échantillon est réalisée en appliquant des pressions de confinement croissantes allant de 25 kPa à 215 kPa, alternativement avec la contre-pression allant de 10 kPa à 205 kPa par palier de 10 kPa. A chaque palier, on attend que la contre-pression supérieure se soit stabilisée au même niveau que la contre-pression inférieure afin que la pression d'eau soit homogène au sein de l'échantillon. Le temps de consolidation entre chaque palier varie entre 10 à 15 minutes au début de l'essai et entre 1 à 2 minutes en fin de la consolidation. Ce niveau de pression (>200 kPa) a été délibérément choisi car à partir de cette pression les bulles d'air commencent à se dissoudre dans l'eau, assurant ainsi une bonne saturation.

Lorsque la consolidation est terminée, la qualité de la saturation est vérifiée par le coefficient de Skempton. Pour ce faire, à une contre pression de 200 kPa, on ferme le drainage, et on augmente  $\sigma_3$  de 215 à 225 kPa puis on lit la réponse sur le capteur mesurant la contre pression. La saturation sera de 100% si le capteur indique aussi une augmentation de 10 kPa ( $B = 1$ ).

En cas d'une saturation satisfaisante, on procède à la phase de mise en contact du piston avec l'échantillon. Le drainage est alors rouvert pour permettre une diminution de la contre pression à sa valeur réglée à 200kPa. En revanche, si la saturation complète de l'échantillon n'est pas atteinte, alors on continue à augmenter en palier jusqu'à l'obtention d'une saturation totale de 100%.



Le bon déroulement du contact se fait à l'aide d'un système d'acquisition et de l'unité de contrôle. En utilisant une fréquence de 0,05 Hz, le piston est descendu à l'aide du bouton qui contrôle les forces statiques en faisant une légère fuite au niveau du drainage supérieur afin d'éviter la mise sous tension de l'échantillon. Lors de cette étape, le déviateur  $q$  (lu sur l'écran de contrôle) augmente légèrement malgré la variation nulle des déformations. L'acquisition des données lors de la mise en contact, se poursuit jusqu'à ce que le bruit d'échappement d'air au niveau du drainage supérieur cesse. Le contact est alors fait.

Lorsque toutes les étapes précédentes ont été réalisées correctement, le chargement cyclique peut alors débuter. Pour cela le drainage est à nouveau refermé et le déviateur augmenté jusqu'à la moitié du déviateur  $q_{cyc}$  à l'aide du bouton qui contrôle les forces dynamiques. L'essai triaxial cyclique est alors lancé et les différentes valeurs de contraintes et de variations de pressions interstitielles pour chaque déformation sont enregistrées jusqu'à la fin de l'essai.

### *Exploitation des résultats*

L'exploitation des données se fait par traçage de quatre courbes classiques : (1) déviateur en fonction des déformations axiales soit le plan  $q / \epsilon_1$  (2) déviateur en fonction de la pression moyenne effective soit le plan  $q / p'$  (3) variation de la pression interstitielle avec les déformations axiales soit le plan  $\Delta u / \epsilon_1$  et finalement (4) déformations en fonction du nombre de cycles soit le plan  $\epsilon_1 / N$ . A partir de ces courbes on peut identifier la première chute dans le déviateur et donc le nombre de cycles correspondant ce qui nous permet de calculer la résistance à la liquéfaction de l'échantillon,  $\tau_{max} / \sigma'_c = q_{max} / 2\sigma'_c$ .

Si dans le cas où la liquéfaction de l'échantillon n'est pas atteinte, c'est-à-dire que l'évolution de la pression interstitielle reste constante, on dit qu'on a atteint le phénomène de l'accommodation et que le sol ne liquéfiera pas pour le déviateur appliqué.

### 2.2.3 Essais de liquéfaction par écrasement de pores

L'idée que les vibrations répétées dues à la circulation du train contribuent à la densification du sol par élimination des pores nous a amené à penser que le sol, s'il se trouve dans un état qui est proche de la saturation, peut devenir saturé et ainsi, pourra se liquéfier. Pour vérifier cette idée au niveau expérimental, on avait besoin de mesurer les variations de volume pendant la phase d'écrasement des pores sous faible charge, de saturer le système de

canalisation des drainages et enfin lancer l'essai de chargement cyclique. On a adopté la méthode et la procédure détaillées ci dessous.

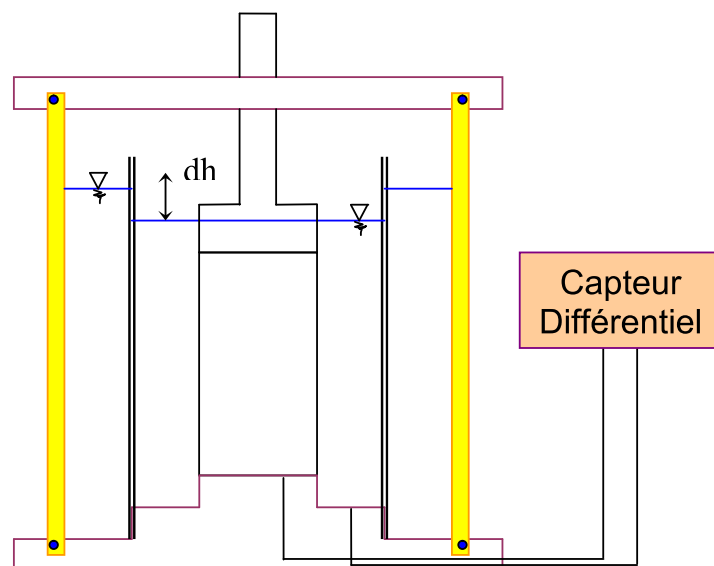
#### *2.2.3.a La procédure d'essais*

- ❖ Préparer de l'eau désaérée.
  - ❖ Tailler un échantillon de 140 mm de hauteur et 70 mm de diamètre.
  - ❖ Habiller l'échantillon avec une membrane en latex, mettre les papiers filtre et les deux pierres poreuses.
  - ❖ Entourer l'échantillon par une couverture en plastique transparent et solide et scotcher la.
  - ❖ Humidifier le sol à la teneur en eau voulue (proche de la teneur en eau de saturation).
  - ❖ Laisser l'échantillon s'homogénéiser.
  - ❖ Placer l'échantillon dans la cellule triaxial (phase délicate).
- PHASE D'ECRASEMENT DE PORES
- ❖ Appliquer la pression de confinement.
  - ❖ En conditions drainées (drainages ouverts), appliquer de faibles charges pendant 24 heures par paliers jusqu'à l'obtention d'une variation de volume correspondant à un degré de saturation de 100%. Cette variation de volume est mesurée par un capteur de pression différentiel.
- PHASE DE SATURATION DU SYSTEME DE CANALISATION DES DRAINAGES
- ❖ Faire passer de l'eau désaérée par gravité dans les tuyaux de drainage.
  - ❖ Fermer les drainages.
- PHASE DE LIQUEFACTION
- ❖ Appliquer le déviateur cyclique avec une fréquence de 0,05Hz.
  - ❖ Lancer l'acquisition puis l'essai.

La pression interstitielle est mesurée en haut et en bas de l'échantillon à travers les conduits. La phase d'écrasement est réalisée à drainages ouverts et la phase de liquéfaction à drainages fermés. Le chargement est réalisé à force contrôlée.

**Mode opératoire**

Cet essai nécessite l'utilisation d'un capteur de pression différentiel pour suivre les variations de volume de l'échantillon suite à l'écrasement des pores : la presse cyclique, dans sa configuration initiale, est équipée de capteurs de pression interstitielle. Etant donné que la phase d'écrasement des pores se déroule en conditions drainées non saturées, on ne peut pas mesurer la déformation volumique d'une manière classique avec la mesure du volume d'eau drainé par l'échantillon. Ainsi, il était nécessaire de réadapter la presse au suivi du volume de l'échantillon. Pour ce faire on a adapté la méthode du capteur différentiel de haute sensibilité qui permet d'observer les variations de niveau entre deux chambres d'eau à l'intérieur de la cellule triaxial (figure 2-7). Puisque la mesure est faite sur une plage de sections constantes, on peut ainsi déduire la variation du volume de l'échantillon.



**Figure 2-7: Principe de mesure des variations de volume avec le capteur différentiel de pression**

Le principe est basé sur le fait que l'eau à l'intérieur de la cellule dans les deux compartiments est soumise à la même pression de confinement, ainsi toute variation de niveau d'eau à l'intérieur de la cellule contenant l'échantillon et mesurée par le capteur différentiel, correspond à la variation de volume de l'échantillon et au déplacement du piston. Les caractéristiques du capteur différentiel sont présentées dans le tableau 2-3. L'étendue du capteur est de 1250 Pa qui correspond à un niveau d'eau de 125 mm. La précision est de  $\pm$

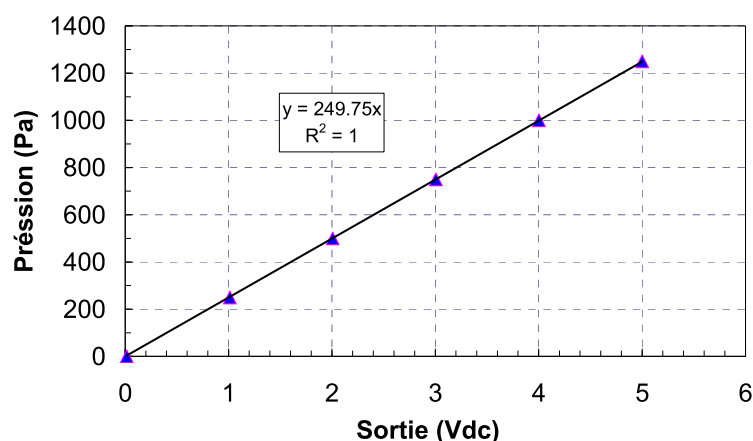
1,25 Pa (0,125 mm de niveau d'eau). Le temps de réponse pour une pression de 1125 Pa est inférieur à 100 millisecondes. Théoriquement, le capteur est capable de fonctionner sous une charge cyclique de fréquence inférieure à 10 Hz.

**Tableau 2-4: Caractéristiques du capteur différentiel**

Caractérisation	Valeur
Echelle complète de pression (Pa)	1250
Précision (Pa)	1,25
Résolution (Pa)	0,025
Temps de réponse	<100 millisecondes pour 1125 Pa
Réponse en fréquence	Jusqu'à 10 Hz

### 2.2.3.b Etalonnage du capteur différentiel

Pour le bon fonctionnement du capteur différentiel, son étalonnage était indispensable. Sur la figure 2-8, on présente les résultats d'un étalonnage du capteur. La corrélation est une droite avec un coefficient de détermination ( $R^2$ ) proche de l'unité. Il est à noter que cette courbe d'étalonnage a été établie dans l'intervalle de pressions positives; cependant dans un vrai essai, la pression pourra être dans l'intervalle des pressions négatives comme dans le cas d'un déchargement. Tarantino et Mongiovi (2003) ont étalonné un capteur différentiel commercial dans l'intervalle de pressions négatives et sont tombés sur le même coefficient d'étalonnage que celui établie dans l'intervalle des pressions positives. Pour les essais réalisés dans le cadre de cette thèse, on a supposé un même coefficient d'étalonnage pour les pressions négatives que celui présenté sur la figure 2-8.



**Figure 2-8: Etalonnage du capteur différentiel en terme de volts**

**Effet de la fréquence**

Pour étudier l'effet de la fréquence sur la réponse du capteur au chargement cyclique, la cellule a été remplie avec de l'eau au même niveau dans les deux compartiments sans la présence d'un échantillon, et ensuite un déplacement axial cyclique de  $\pm 3\text{mm}$  et  $\pm 15\text{mm}$  a été imposé tout en suivant la réponse du capteur à différentes fréquences : 0,05 Hz, 0,1 Hz, 0,2 Hz, 0,5 Hz, et 1 Hz. La réponse du capteur pour chaque fréquence appliquée est présentée sur les figures 2-9. Les déplacements verticaux du piston sont donnés par un capteur LVDT en (mm) et les variations du volume par le capteur différentiel en (V). Le déplacement vertical du piston calculé ( $\Delta h_{cal}$ ) à partir des données mesurées par le capteur différentiel est comparé à celui enregistré par le LVDT ( $\Delta h_p$ ). ( $\Delta h_{cal}$ ) peut être calculé à partir de l'équation suivante :

$$\Delta h_{cal} = \frac{S_c - S_p}{S_p} \Delta h_w = \frac{S_c - S_p}{S_p} \times \frac{249.75}{g \times \rho_w} \times \Delta U$$

où

$S_c$  est la section de la cellule interne (100 mm de diamètre),  $S_c = 78,54 \text{ cm}^2$ ;

$S_p$  est la section du piston (48.6 mm de diamètre),  $S_p = 18,55 \text{ cm}^2$ ;

$\Delta h_w$  est la variation du niveau d'eau dans la cellule interne, en m;

$g$  est la gravité ( $9,81 \text{ m/s}^2$ ) ;

$\rho_w$  est la masse volumique de l'eau,  $\rho_w = 1002 \text{ kg/m}^3$  à  $20^\circ\text{C}$  ( Incropera et De Witt 1996);

$\Delta U$  est la variation des données de sortie du capteur différentiel en V;

$\Delta h_{cal}$  est le déplacement calculé du piston exprimé en m.

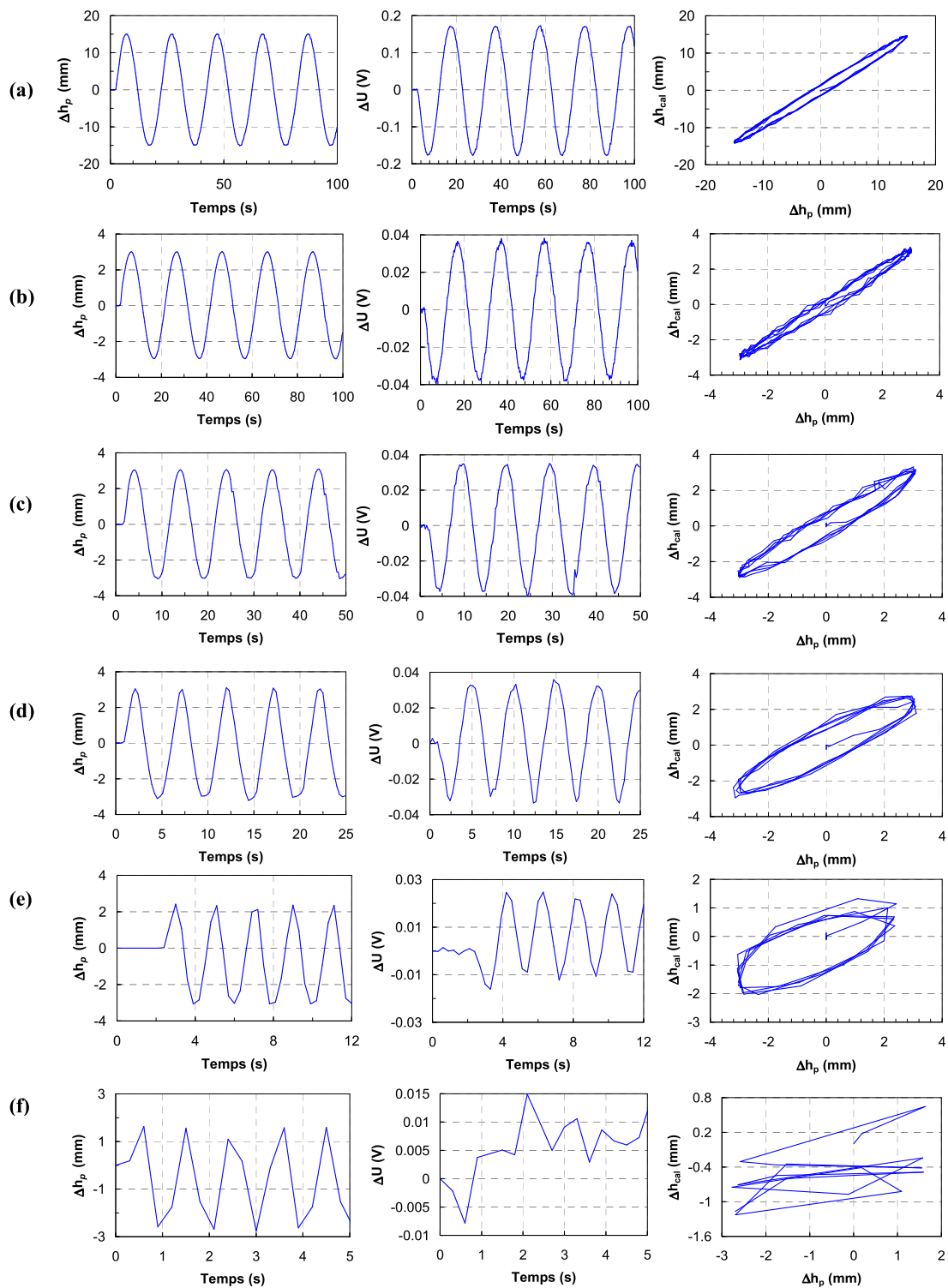


Figure 2-9: Etude de l'effet de la fréquence sur la réponse du capteur différentiel (a) test à 0,05Hz et  $\pm 15$ mm déplacement du piston (b) test à 0,05Hz et  $\pm 3$ mm déplacement du piston (c) test à 0,1Hz (d) test à 0,2Hz (e) test à 0,5Hz (f) test à 1Hz avec  $\pm 3$ mm déplacement du piston pour les quatre derniers tests

A partir des figures présentées on peut déduire les observations suivantes :

- Pour les tests (a) et (b) effectués à une fréquence de 0,05 Hz, la réponse du capteur est bien identique au LVDT qui a eu un déplacement sinusoïdal avec des amplitudes de 15mm pour le test (a) et de 3 mm pour le test (b). Par contre un petit délai est observé sur la courbe  $\Delta h_p$  et  $\Delta h_{cal}$ , ceci est dû au retard de la réponse du capteur quand le piston atteint son maximum.
- Pour des fréquences égales ou bien inférieures à 0,2Hz, le LVDT et le capteur différentiel arrivent à enregistrer le déplacement imposé de 3 mm. Au-delà de 0,2 Hz, les deux capteurs ne suivent plus et les enregistrements sont erronés.
- Pour des fréquences supérieures à 0,05 Hz, le délai entre les réponses du capteur et celui du LVDT se manifeste par une ellipse dans le plan  $\Delta h_p$  et  $\Delta h_{cal}$  qui devient de plus en plus large.

On a ainsi décidé de réaliser tous les essais cycliques à une fréquence de 0,05 Hz.

#### 2.2.4 Essais d'endommagement à grandes fréquences

Pour simuler les effets du passage rapide du train sur le sol, on a utilisé le principe d'application d'un grand nombre de cycles par l'intermédiaire de la presse MTS 100 KN. Grâce à cette presse hydraulique (figure 2-10), on a pu appliquer, à différentes fréquences et sous différentes conditions de teneur en eau, des millions de cycles pour étudier l'effet de l'endommagement du sol par les charges cycliques.

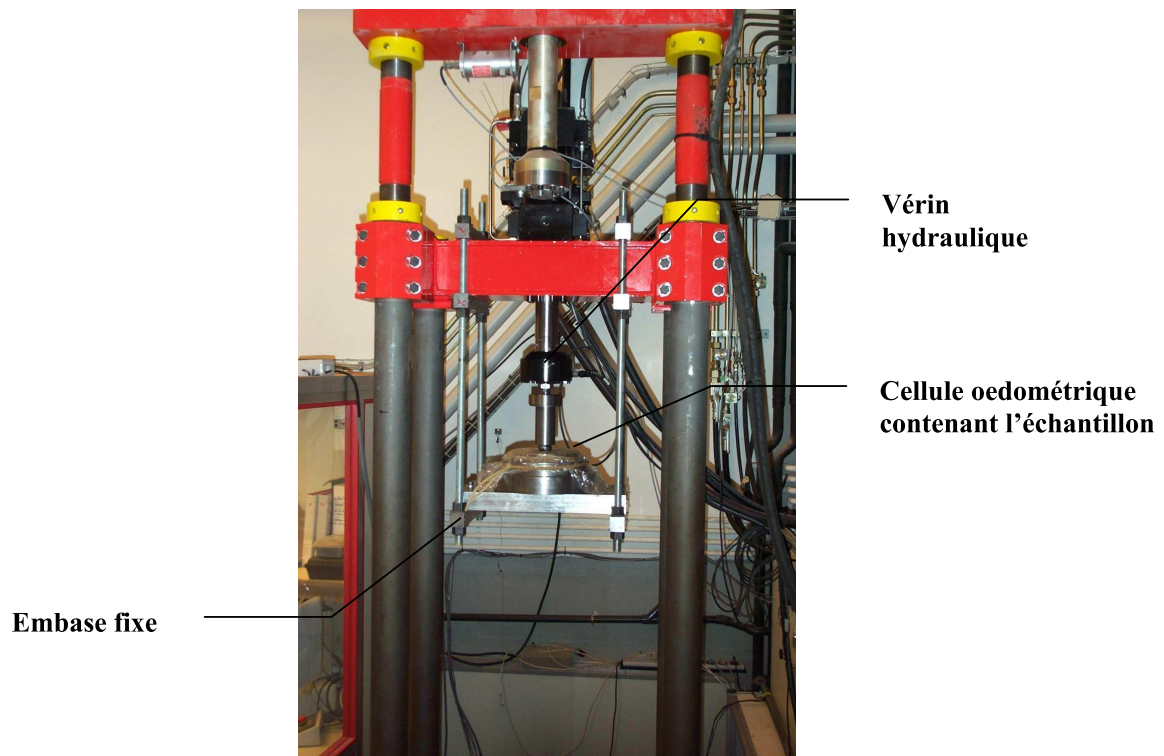


Figure 2-10: Mise en place de l'échantillon sur le bâti de la presse MTS

##### 2.2.4.a La procédure d'essais

- ❖ Découper un échantillon de diamètre 200 mm et de hauteur de 300 mm.
- ❖ Humidifier (sécher) l'échantillon à la teneur en eau voulue.
- ❖ Laisser le sol s'homogénéiser en teneur en eau pendant 2 jours.
- ❖ Placer l'échantillon sur la presse MTS.
- ❖ Faire le contact piston / sol manuellement par application d'une contrainte statique de 45 kPa sous une faible rampe.



- ❖ Application de charges cycliques de  $\pm 10$  kPa correspondant à un chargement de 35–55 kPa qui a été définie en considérant le poids de terres (35 kPa) et la charge cyclique induite par le TGV (0-20kPa).
- ❖ Changement de fréquence tous les millions de cycles.

### **Mode opératoire**

La préparation de l'échantillon commence par le découpage d'un bloc de sol de dimension 250x350x200 mm. Ensuite, on réalise soit un séchage soit une humidification en utilisant un papier filtre pour atteindre la teneur en eau voulue. Après, à l'aide d'un carottier circulaire de diamètre 200 mm et de hauteur de 30 mm, on carotte l'échantillon comme montré sur la figure 2-11. On note que le carottage doit être fait après le séchage du sol. Une fois le carottier contenant le sol est prêt, il est fixé dans l'embase de la cellule, et l'ensemble est monté sur le bâti MTS comme présenté sur la figure 2-10. On couvre le tout avec un sac en plastique pour éviter ou minimiser l'évaporation dans l'échantillon puis on procède à l'étape suivante, l'approche manuelle du vérin et l'application d'une contrainte verticale statique de 45 kPa. Cette phase se fait progressivement avec une approche monotone (rampe) par un pilotage automatique (pilotage PC). Une fois la rampe achevée, on applique des charges cycliques avec une amplitude de charge de  $\pm 10$  kPa correspondant à un chargement de 35 – 55 kPa.



Figure 2-11: Carottage d'un échantillon pour un essais au MTS

## 2.2.5 Bender element

### 2.2.5.a Introduction

Il existe en général dans le domaine géotechnique un grand nombre d'essais pour déterminer les caractéristiques dynamiques d'un sol. Ces essais diffèrent essentiellement par l'amplitude des déformations, les conditions aux limites et la fréquence. On peut trouver l'application de ces techniques ainsi que leurs avantages en comparaison avec d'autres procédures dans Wood (1978).

La détermination du module de cisaillement en petite déformation ( $G_{0max}$ ) d'un matériau peut être faite in situ par les techniques de mesure de la vitesse de cisaillement, soit au laboratoire en utilisant les essais de colonnes résonnantes, soit par les mesures directes des contraintes et des déformations, ou par les mesures directes de  $V_s$ . L'utilisation de languettes piézocéramiques n'a pas cessé de croître au cours des trente dernières années. Ces languettes sont capables de générer et de capturer des ondes propagées dans un sol. Au début, ces languettes étaient seulement capables de générer et de recevoir des ondes de compression,  $V_p$ , qui sont largement influencées par le degré de saturation du milieu, ainsi fournissant peu d'informations sur la structure du sol. *Bender Element* est une forme améliorée de ces languettes. En outre, ils sont capables de produire et de recevoir des ondes de cisaillement. En revanche, les déformations de cisaillement induites dans un sol suite à une excitation électrique du bender element sont de l'ordre de  $10^{-3} \%$ , donc des amplitudes qui rentrent dans le domaine élastique du sol (Brignoli et al. 1996). Un des grands avantages de l'utilisation des bender elements est la possibilité de leur insertion dans la plupart des équipements classiques du laboratoire; la vitesse de cisaillement peut être mesurée durant un essai à différents niveaux de contraintes (voir Bates 1989, Agarwa et Ishibashi 1991) et sous différentes conditions aux limites de l'essai.

Pour mesurer la vitesse des ondes de cisaillement ou de compression dans un sol, un signal est généré par l'émetteur situé soit au sommet soit à la base de l'échantillon. Le temps de parcours du signal le long de l'échantillon est mesuré une fois ce dernier arrive au récepteur. Ainsi la vitesse peut être calculée selon  $V_s = h / t$ , où  $h$  est la hauteur de l'échantillon et  $t$  est le temps de parcours enregistré. En travaillant en domaine de temps, il était démontré qu'il est difficile de déterminer le temps exact d'arrivée des ondes. La plupart de ces difficultés sont attribuées aux effets de bords. A partir de 1995, beaucoup d'auteurs ont travaillé sur la détermination de  $V_s$  et du temps de parcours des ondes en domaine de fréquence

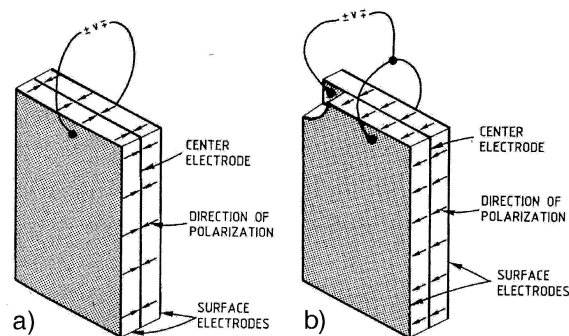
(Jovicic, 1996 et Santamarina, 1996, 2003) et d'autres ont travaillé sur la modélisation du système par éléments finis. Dans les paragraphes qui suivent, on va se contenter d'introduire la technique de mesure et la détermination de la vitesse de cisaillement en domaine de temps. Les sources d'erreurs de mesure seront discutées.

#### *2.2.5.b Description de l'équipement*

Jacques et Pierre Curie ont découvert le phénomène de piézoélectricité en 1880. Plus tard, en 1940, plusieurs études ont montré qu'une substance céramique peut être polarisée et devenir piézoélectrique. Peu après, les propriétés piézoélectriques sont observées dans le titanate zirconite de plomb (PZT). Ainsi sont nées les languettes piézoélectriques qui seront développées après pour devenir les bender elements.

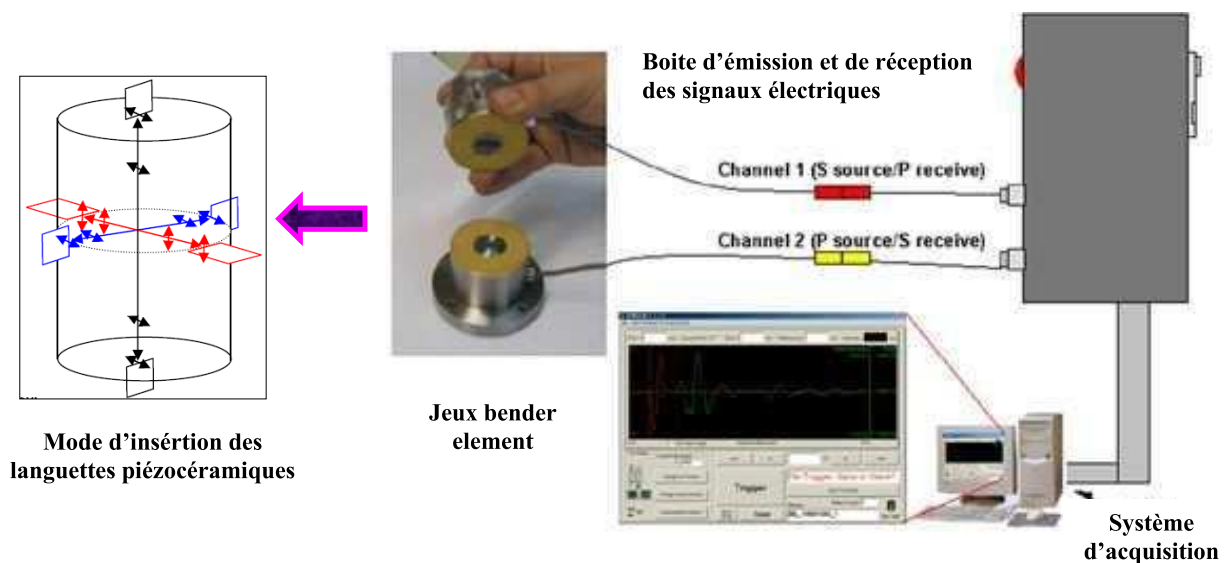
Les bender elements sont formés de deux languettes piézocéramiques minces collées sur une plaque métallique centrale. Deux couches conductrices minces, les électrodes, sont collées extérieurement au bender. La polarisation du matériel en céramique dans chaque plaque et les connections électriques sont telle que quand une tension de conduite est appliquée à l'élément, une plaque se prolonge et l'autre se raccourcit. Le résultat net est un déplacement par recourbement (flexion). D'autre part, quand un élément est forcé pour se plier, un signal électrique peut être mesuré par les fils menant à l'élément. Il y a deux versions possibles, différant seulement dans le raccordement électrique des deux plaques polarisées : un raccordement en série ou un raccordement en parallèle (figure 2-12).

Vu que la version de série donne un résultat plus élevé pour une déformation donnée, il vaut mieux l'employer comme un récepteur. La version parallèle a une électrode de plus entre les plaques piezoceramiques, elle est mieux utilisée comme un émetteur parce qu'elle donne la plus grande déformation pour une entrée donnée. Un élément émetteur et récepteur peut être placé dans les divers dispositifs d'essais expérimentaux, tels que l'oedomètre, le dispositif de cisaillement simple ou comme dans cette recherche la cellule triaxial classique. Shirley et Hampton (1978) ont introduit les bender elements dans les essais géotechniques. Peu après (1985), Dyvik et Madshus ont montré l'accord entre les mesures de  $G_{0max}$  obtenues par la méthode des colonnes résonnantes et celles obtenues par la technique de bender element.



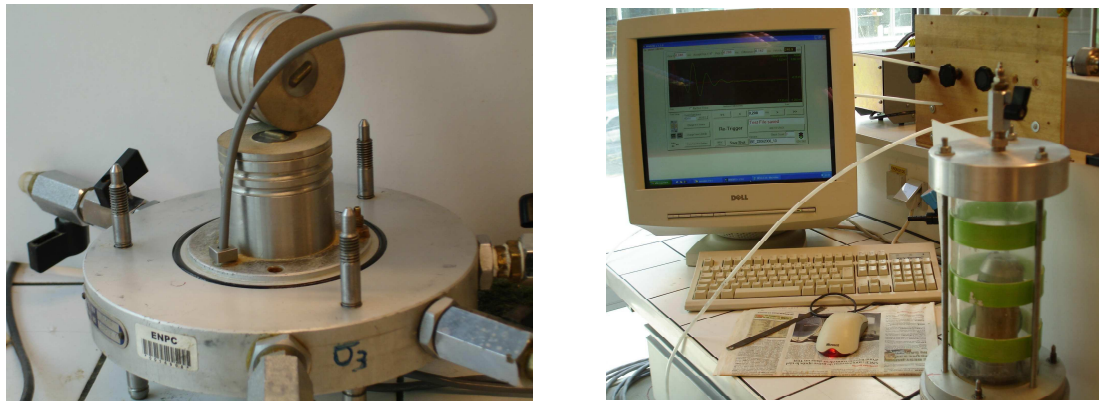
**Figure 2-12: Raccordement des languettes piézocéramiques (a) en série (b) en parallèle (Dyvik et Madshus, 1985)**

Sur la figure 2-13, on présente un schéma illustrant le principe de l'installation du dispositif expérimental, de la connectivité de l'appareillage et l'utilisation du système d'acquisition des bender elements.



**Figure 2-13: Raccordement Technique des bender element**

Un exemple d'un montage des bender elements dans une cellule triaxiale ( $\phi 50$ ) avec le système d'acquisition est présenté sur la figure 2-14.



**Figure 2-14: (a) Installation des jeux bender dans les embases de la cellule triaxiale (b) système d'acquisition**

La masse de l'embase supérieure avec le jeux de bender element pèse 225,8 g et celle de l'embase inférieure est de 4,062 kg. Cette embase est constituée d'aluminium. Ces données sont d'une importance majeure car elles influencent la forme de la déformation de l'échantillon dans son premier mode de résonance. Brocanelli et Rinaldi (1998) ont montré que si la masse de l'embase supérieure est négligeable, l'échantillon se déforme en parfait cisaillement et si la masse est considérable, la forme de l'échantillon déformé tend à être en flexion. Dans les deux cas, la fréquence angulaire ( $\omega_s$ ) à laquelle il y a résonance, peut être approximée par les équations suivantes:

$$\omega_s = \frac{\pi V_s}{2L} \quad (\text{masse de l'embase est négligeable})$$

$$\frac{0.9AL\gamma}{W} = \frac{\omega_s L}{V_s} \tan \frac{\omega_s L}{V_s} \quad (\text{masse de l'embase est considérable})$$

où A et L sont la surface et la longueur de l'échantillon respectivement, W est la masse de l'embase supérieure,  $\gamma$  est le poids volumique du sol.

#### 2.2.5.c Les sources d'erreurs dans les mesures

##### **A – Le couplage électromagnétique – « Cross talk »**

Les deux électrodes externes conductrices sont constituées d'un dépôt de nickel ou d'argent. Le couplage électromagnétique entre le bender element émetteur et le récepteur se manifeste sous la forme d'un signal reçu mais qui débute avec une composante quasi-simultanée avec le

signal émis. Ce « cross talk » peut être un sérieux problème dans les sols conducteurs comme l'argile humide de sédiments océaniques. Ce problème peut être résolu en mettant à la terre l'émetteur ou bien le récepteur. Pour plus de détails, on peut se référer à Lee et Santamarina (2004).

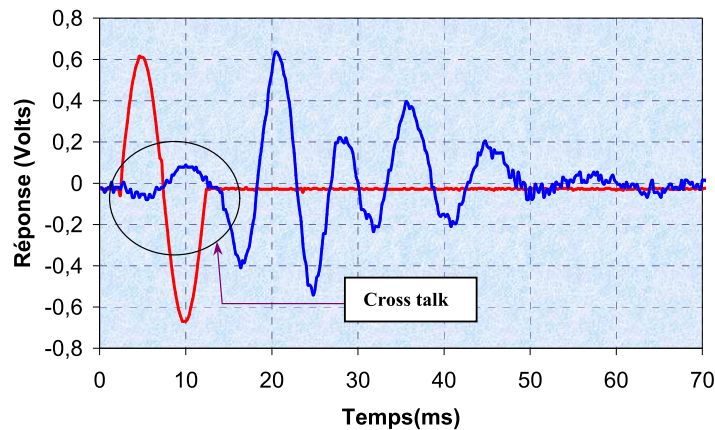


Figure 2-15: Effet du cross talk sur le signal reçu des bender element

### B – Correction de la distance de parcours de l'onde dans l'échantillon

La distance de propagation  $L$  de l'onde ne correspond pas exactement à la hauteur de l'échantillon, mais en admettant un parcours unidimensionnel, il faut retrancher la longueur de pénétration des languettes dans le sol de 2mm soit :  $L_C = L_{éch} - l_{BE} (2\text{ mm})$  (Dyvik et Madhus, 1986, Viggiani et Atkinson, 1995).

### C – L'effet de bord

#### C.1 – Les difficultés dans la détermination du temps d'arrivée de l'onde

Il existe des effets qui rendent l'identification de l'arrivée de l'onde S difficile, voire impossible. Ils seront brièvement décrits dans ce paragraphe. Il est toujours possible de réduire leur influence en adaptant la configuration de mesure.

#### C.2 – Les composantes de l'onde P

Les bender elements génèrent, à part des ondes de cisaillement transversalement polarisées, un certain nombre d'ondes de compression, qui se transmettent à la vitesse de l'onde P. Cette vitesse est plus grande que celle des ondes S et peuvent atteindre, si l'échantillon est

complètement saturé, la vitesse correspondant à la faible compressibilité de l'eau interstitielle. Ainsi ces composantes d'ondes arriveront avant l'onde S et peuvent chevaucher avec l'arrivée de l'onde S actuelle.

Brignoli et al. (1996) ont montré une collection de formes typiques de signaux récepteurs, y compris des formes avec des composantes marquées de l'onde P.

### C.3 – Les effets de bord

Ce phénomène a été traité pour la première fois par Sanchez-Salinerio et al. (1986) avec un modèle analytique. Une impulsion transversale de type sinus d'une source pointe dans un milieu infini isotrope et élastique a été modélisée et le temps en un point situé à une certaine distance de la source a été déterminé. Ils ont observé que l'onde résultante est composée de trois composantes d'ondes couplées avec des caractéristiques différentes. Toutes les trois représentaient un déplacement transversal mais elles voyageaient à différentes vitesses ; les deux premières notées  $\Gamma_1$  et  $\Gamma_2$ , ont la vitesse d'une onde de cisaillement et la troisième notée  $\Gamma_3$  a la vitesse d'une onde de compression. Pour les trois composantes, l'atténuation due à l'amortissement géométrique arrive en différents taux :  $\Gamma_1$  et  $\Gamma_2$  atténuant plus rapidement que  $\Gamma_3$ .  $\Gamma_1$  représente l'onde de cisaillement pure de l'effet de bord lointain.  $\Gamma_2$  et  $\Gamma_3$  représentent l'effet de bord proche car elles possèdent seulement des amplitudes importantes dans la proximité étroite de la source.

La polarisation initiale de  $\Gamma_3$  est opposée à celle de  $\Gamma_2$  et aussi plus importante que  $\Gamma_1$ . Ceci est en bon accord avec les enregistrements typiques du temps comme montré sur la figure 2-18. Le débattement (déflexion) causé par la composante de l'effet de bord proche est toujours opposé au premier débattement de l'onde S. L'arrivée de la composante de l'effet de bord proche  $\Gamma_3$  est presque identique avec l'arrivée de l'onde P. Ceci a été expérimentalement vérifié par Brignoli et al. (1996) pour les échantillons secs. Dans les échantillons saturés, l'arrivée des composantes de l'effet de bord proche ne peut pas être déterminée correctement selon Brignoli et al. (1996). Néanmoins, l'arrivée des composantes de l'effet de bord proche donne des vitesses inférieures à celles des ondes P dans le système liquide-sol, mesurés avec des languettes de compression. Pour cette raison, il est supposé que les composantes de l'effet de bord proche se déplacent à la vitesse de l'onde P mesurée dans un échantillon sec. Même si la solution analytique est basée sur une impulsion transversale de type sinus, les résultats sont transférables pour les autres types d'excitation, tel que l'impulsion carrée.

Pour pouvoir séparer l'effet de bord proche du loin, Sanchez-Salinero et al. (1986) ont introduit le paramètre  $R_d$ .  $R_d$  est défini par :

$$R_d = \frac{d}{\lambda} = \frac{d \times f}{V_s} = \frac{L_c}{\lambda_w} = \frac{L_x \times f_w}{V_s} \quad (2.1)$$

Où  $d$  est la distance de parcours de l'onde dans le sol,  $\lambda$  et  $f$  sont respectivement la longueur d'onde et la fréquence du signal émis. L'amplitude des composantes de l'effet de bord proche en relation avec l'arrivée de l'onde S devient moins importante quand  $R_d$  est grand. Sanchez-Salinero et al. (1986) ont proposé  $R_d \geq 2$ , Brignoli et al. (1996) ont obtenu des résultats sans effets de bord à partir de  $R_d \geq 4$  à 5 seulement. Viggiani et Atkinson (1995) ont signalé que l'effet de bord peut masquer l'arrivée de l'onde S quand  $0,25 \leq R_d \leq 4$ . Arroyo (2001) a calculé une valeur limite inférieure de  $R_d$  de 0,625, en considérant une erreur permise de 5% sur  $V_s$ . La fréquence minimale en fonction de  $V_s$  et  $R_d$  pour un échantillon placé dans une cellule triaxiale typique avec 117 mm (ou 26 mm) de distance bout à bout, peut être sélectionnée à partir du graphe représenté sur les figures 2-16 et 2-17 respectivement.

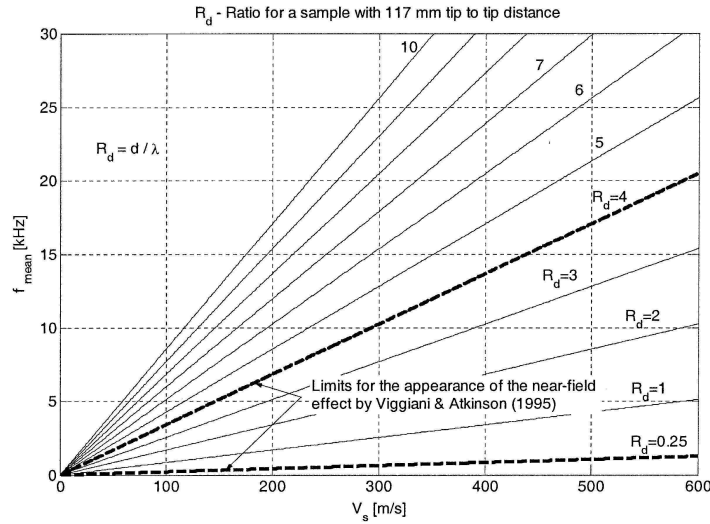


Figure 2-16: Fréquence moyenne du signal reçu en fonction de  $V_s$  et  $R_d$  pour un échantillon avec 117mm de distance entre les bouts des bender.



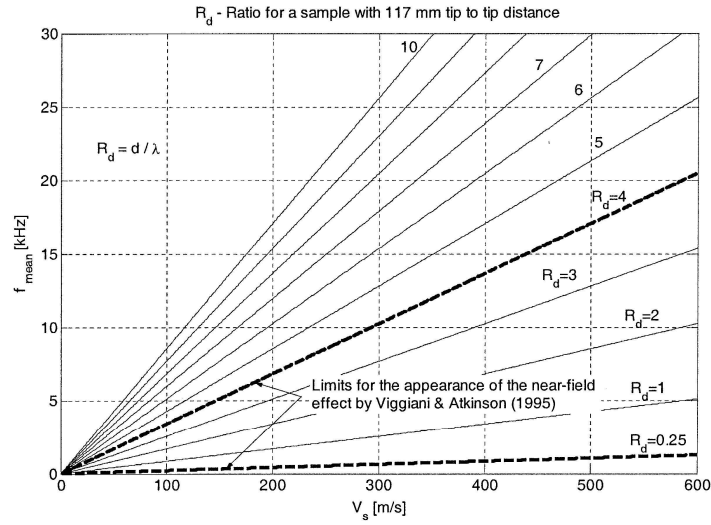


Figure 2-17: Fréquence moyenne du signal reçu en fonction de  $V_s$  et  $R_d$  pour un échantillon avec 26mm de distance entre les bouts des bender.

Jovicic et al. ont aussi repris, en 1996, l'idée qu'une onde de cisaillement n'est jamais une onde pure mais c'est la superposition de 3 composantes:

$$V_s = \Gamma_1 + \Gamma_2 + \Gamma_3$$

Où

$\Gamma_1$  : c'est l'onde recherchée et se propage à la vitesse  $V_s$  ;

$\Gamma_2$  : une onde secondaire se propageant à la vitesse  $V_s$  mais qui subit une atténuation importante par rapport à  $\Gamma_1$  ;

$\Gamma_3$  : une onde se propageant à la vitesse  $V_p$  et elle est liée aux effets de bord.

La vitesse  $V_p$  dépend de la masse volumique  $\rho$  du matériau et de ses propriétés élastiques ( $E_{max}$ ,  $\nu$ ) de telle sorte :

$$V_p = \frac{L_c}{T_p} = \sqrt{\frac{E_{max} \times (1-\nu)}{(1+\nu) \times (1-2\nu)}} \times \frac{1}{\rho}$$

Comme la vitesse  $V_p > V_s$ , la composante  $\Gamma_3$  peut, dans certains cas, masquer l'arrivée de la composante  $\Gamma_1$  (Brignoli et al., 1996). Leur effet dépend de  $R_d$  (figure 2-18) :

- Si  $0,25 \leq R_d \leq 4$  (surtout proche de 1), les effets sont bien marqués
- Si  $R_d > 4$ , les effets sont atténués

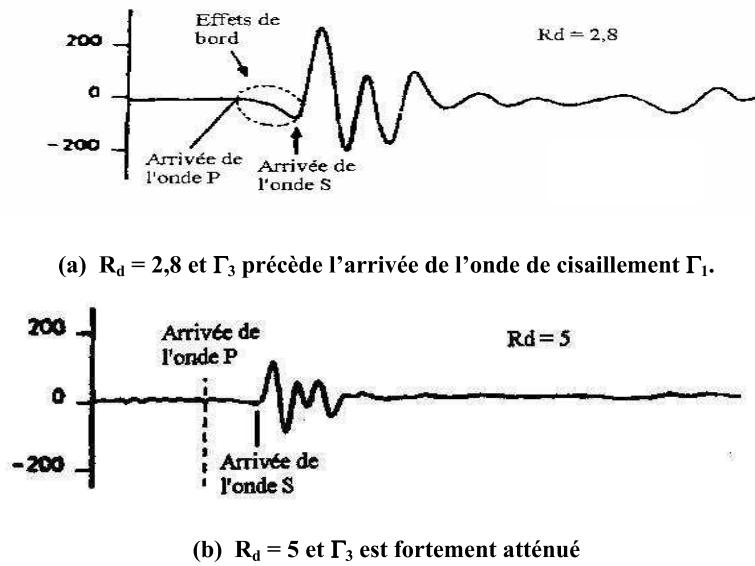


Figure 2-18: Effet des ondes réfléchies sur l'arrivée de l'onde S (Hicher et Dano, 2002)

#### 2.2.5.d – Méthodes pour déterminer le temps d'arrivée de l'onde $V_s$

##### D.1 – Méthode par mesure directe du temps

Etant donné que la vitesse de cisaillement ne change pas avec la fréquence, l'interprétation visuelle du signal reçu reste encore la technique la plus adoptée. Sanchez-Salinero et al. (1986) ont développé une solution analytique pour l'enregistrement du temps sur un point observé et qui résulte d'une pulsation sinusoïdale transversale émise par une source de pointe dans un milieu isotrope infini. Jovičić et al. (1996) ont réalisé des calculs par éléments finis confirmant les calculs apportés par la solution analytique. L'essentiel de ces recherches se résume par la définition de l'effet de bord décrit dans le paragraphe 2.2.5.c.3. Viggiani & Atkinson (1995) et Jovičić et al. (1996) ont conclu à partir de leur travail expérimental et numérique que les résultats les plus consistants sont obtenus en considérant le point d'inflexion comme le point d'arrivée de l'onde S (le point D' sur la figure 2-19). **Ainsi dans le cadre de notre travail, ce point sera adopté s'il est identifiable.** Aussi on peut voir sur la figure 2-20 le deuxième et le troisième point d'arrivée de l'onde. Pourtant, il n'est pas facile d'identifier tel arrivage multiple dans la plupart des bender elements.

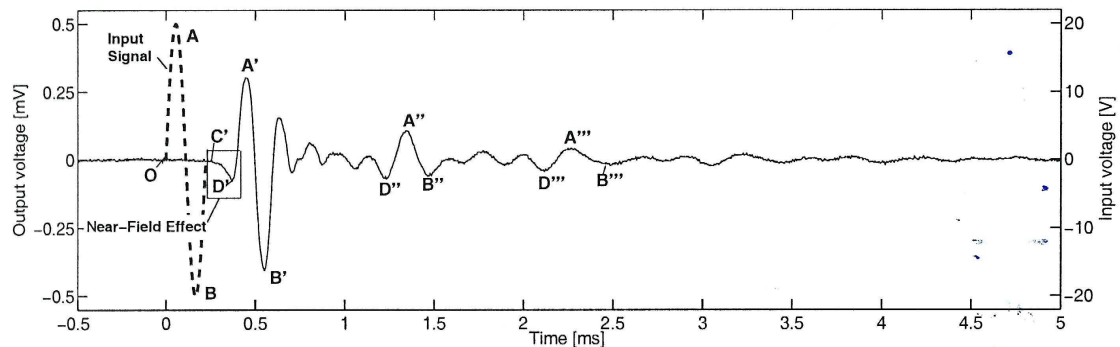


Figure 2-19. Le point D' est considéré comme le point d'arrivée de l'onde S en domaine de temps

## D2 - La détermination de la vitesse de cisaillement par la méthode des réflexions multiples

On a vu que la détermination du temps exacte de l'arrivée de l'onde au BE récepteur n'est pas une tâche facile et que ce temps de parcours est largement influencé par les effets de bords. Aussi, le choix sur la distance de parcours de l'onde est délicat, mais on adoptera comme distance celle du « bout au bout » des BE et ce choix est renforcé par les données présentées par Dyvik et Madshus en 1985, Viggiani et Atkinson en 1995 et Fernandez en 2000.

Les réflexions multiples détectées avec le même bender element fournit une simple pourtant une méthode robuste pour surmonter les incertitudes sur la distance et sur le temps de déplacement de l'onde. La cellule établie pour démontrer le concept est conçue pour filtrer mécaniquement le lobe latéral des ondes-P en utilisant une cellule de très grand diamètre (figure 2-20). Le nombre de réflexions des ondes-S sur les plaques d'extrémité est augmenté en maximisant la disparité d'impédance de sol-plaque métallique.

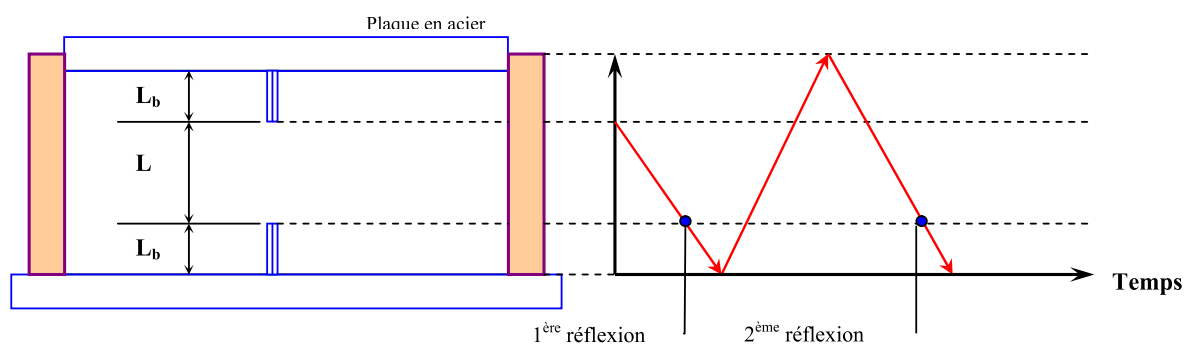


Figure 2-20: Mesure de  $V_s$  par le principe de la méthode des réflexions multiples (Lee et Santamarina, 2004)

La vitesse de cisaillement sera calculée selon l'équation :

$$V_s = \frac{2(L + 2L_b)}{t_{cc}}$$

Où  $t_{cc}$  est le temps calculé entre la première et la deuxième réflexion de l'onde par la méthode de « cross corrélation ».  $L_b$  étant la longueur de la pénétration des bender elements dans le sol.

### D3 - La méthode par concordance des signaux

Cruse et Rizzo (1968) ont obtenu la solution générale analytique pour le déplacement des ondes dans un milieu élastique isotrope infini pour une source pointe avec un déplacement axial. La solution comporte des mouvements longitudinaux et transversaux dans l'espace et s'applique aux champs proche et lointain. Dans trois dimensions, les solutions pour le déplacement longitudinal (onde-P) et le déplacement transversal (onde-S) ont été dérivées de la solution générale développée par Sanchez-Salinero et al. (1986). Cette solution analytique laisse explorer une méthode de concordance des signaux pour extraire la vitesse de cisaillement à partir des mesures avec des effets de bord prononcés. La méthode consiste à changer d'une façon progressive les paramètres inconnus du modèle pour faire correspondre les ondes mesurées aux calculées. La formulation mathématique et le procédé étape par étape recommandé pour la concordance des signaux sont présentés dans le tableau 2-4.

### D4 – Effet de directivité

Dans le cas où les bender elements insérés dans le sol ne sont pas alignés dans le même plan, le problème de directivité transversale et longitudinale affecte les mesures de  $V_s$ .

#### D.4.1 – Directivité transversale

Les bender elements génèrent par vibration deux lobes latéraux d'ondes P et qui sont normales à leur plan (une onde est en compression et l'autre en raréfaction), et un lobe frontal d'onde S (figure 2-21a).

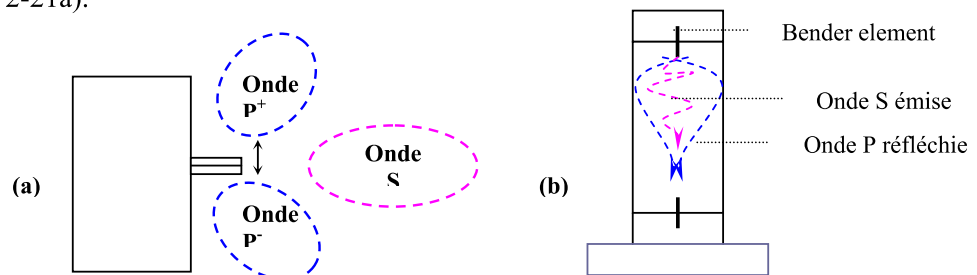


Figure 2-21: effet de la diréctivité des bender element (a) direction transversale et longitudinale (b) vue globale (Lee et Santamarina, 2004)

Le rapport entre la vitesse de l'onde P et celle de l'onde S est exprimé par :

$$\frac{V_p}{V_s} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}}$$

Pour les sols secs ou non saturés, le coefficient de Poisson est proche de 0,1 et le rapport  $V_p/V_s$  de 1,5. Pour les sols saturés, le rapport  $V_p/V_s$  dépend des contraintes et peut dépasser 20 pour les sols qui sont soumis à une faible contrainte effective. Les ondes P sont réfléchies sur les parois de la cellule et pourront intervenir avec l'arrivée de l'onde S. Cette interférence d'ondes dépend de la géométrie de la cellule et du rapport  $V_p/V_s$ , c'est-à-dire de l'état de contrainte et des conditions de saturation (figure 2-22b ).

### ***Effet de la hauteur***

Des essais de mesure de la vitesse de cisaillement sur des échantillons de sable sec avec différentes hauteurs et un même diamètre (les densités sont presque égales) ont été réalisés. Comme le montre la figure 2-22, l'effet de directivité semble être amplifié avec la hauteur : plus la hauteur est grande, plus l'arrivée de l'onde S est masquée par l'onde P. Ainsi, il est plus intéressant de travailler avec des hauteurs qui sont égales ou bien inférieures au diamètre de l'échantillon pour diminuer cet effet.

Tableau 2-5: Procédure de la méthode de concordance des signaux (Lee et Santamarina, 2004)

Etape	Procédure et formulation
<b>1</b>	Déterminer les paramètres géométriques : A – La distance entre les bouts des bender element B – Le non alignement des bender elements hors plan, $\phi$
<b>2</b>	Mesurer le signal $S_{meas}(t)$ . Estimer la fréquence de résonance $f_r$ et la vitesse de cisaillement $V_s$
<b>3</b>	Définir le signal émis par les bender elements $x(t)$ , comme une ondelette ou bien une sinusoïde de période $1/f_r$ .
<b>4</b>	Calculer les transformations de Fourier de ce signal émis : $X(\omega) = FFT[x(t)]$
<b>5</b>	Calculer le déplacement (3D) de l'onde correspondant à une impulsion (domaine de fréquence) :  Déplacement de l'onde P : $U(\omega) = \frac{1}{4\pi(V_s^*)^2} [\Gamma(\omega) - \Xi(\omega)]$  Déplacement de l'onde S : $V(\omega) = \frac{1}{4\pi(V_s^*)^2} [\Gamma(\omega)]$  Où $\Gamma(\omega) = \left(1 + \frac{V_s^*}{j\omega L} - \left(\frac{V_s^*}{\omega L}\right)^2\right) \frac{e^{-j\omega L/V_s^*}}{L} - \left(\frac{V_s^*}{V_p^*}\right)^2 \left(\frac{V_p^*}{j\omega L} - \left(\frac{V_p^*}{\omega L}\right)^2\right) \frac{e^{-j\omega L/V_p^*}}{L}$  $\Xi(\omega) = \left(1 + 3\frac{V_s^*}{j\omega L} - 3\left(\frac{V_s^*}{\omega L}\right)^2\right) \frac{e^{-j\omega L/V_s^*}}{L} - \left(\frac{V_s^*}{V_p^*}\right)^2 \left(1 + 3\frac{V_p^*}{j\omega L} - 3\left(\frac{V_p^*}{\omega L}\right)^2\right) \frac{e^{-j\omega L/V_p^*}}{L}$  Où $V_s^* = V_s(1 + jD)$ est la partie complexe de $V_s$ , $D$ est le coefficient d'amortissement, $j^2 = -1$
<b>6</b>	Convolver le signal émis avec la réponse en fréquence pour P et S : Le signal de l'onde P : $Y_P(\omega) = U(\omega).X(\omega)$ Le signal de l'onde S : $Y_S(\omega) = V(\omega).X(\omega)$
<b>7</b>	Calculer l'inverse de la transformée de Fourier de $Y_P(\omega)$ et $Y_S(\omega)$ pour déterminer les ondes P et S en domaine de temps : Le signal de l'onde P : $y_P(t) = IFFT[Y_P(\omega)]$ Le signal de l'onde S : $y_S(t) = IFFT[Y_S(\omega)]$
<b>8</b>	Corriger le déplacement calculé de l'onde S dans le cas d'un non alignement des bender element hors plan, $\phi$ selon : $S_{cal}(t) = y_P(t) \sin(\phi) + y_S(t) \cos(\phi)$
<b>9</b>	Comparer $S_{meas}(t)$ et $S_{cal}(t)$
<b>10</b>	Modifier $V_s$ et répéter à partir de l'étape 5 jusqu'à l'obtention d'une correspondance adéquate. Autres paramètres peuvent être ajustés (dans un intervalle acceptable). La valeur de $V_s$ étant le paramètre le plus significatif pour le control du passage en domaine de temps

N.B. 1 – Si les bender elements sont dans le même plan,  $\phi = 0$

2 – L'amortissement  $D$  est un amortissement du système, et cela inclut l'installation et l'effet de couplage des bender elements, effet de directivité et l'amortissement dans le sol.

3 - La solution nécessite la valeur de  $V_p$ . Elle peut être estimée à partir de  $V_s$  et du coefficient de Poisson. Dans les applications où les conditions de saturation du sol changent,  $V_p$  doit être mesuré.

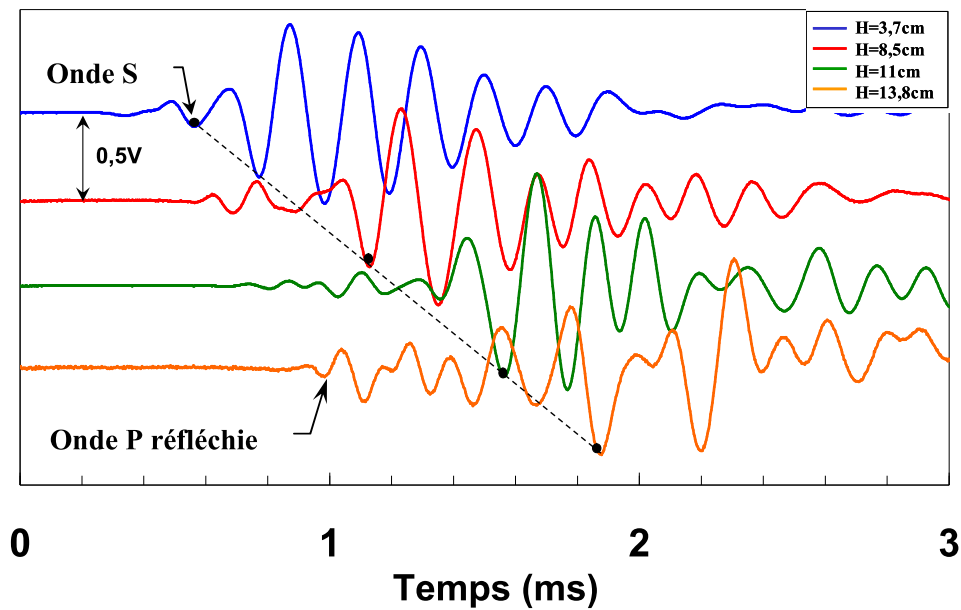


Figure 2-22: La hauteur de l'échantillon semble amplifier l'effet de directivité

#### D6 – Entrée et sortie d'un signal : Effet de la fréquence

La réponse des bender elements est améliorée quand la fréquence du signal émis est proche de la fréquence de résonance du système cellule + bender elements + sol (Jovicic et al., 1996 ; Kawaguchi, 2001). Le point d'arrivée de l'onde n'est pas affecté par la fréquence sélectionnée, mais c'est surtout l'habilité de détecter le temps d'arrivée qui peut changer d'une façon importante. Pour mettre en évidence ce phénomène, on a appliqué à un échantillon un signal de type sinusoïdale à différentes fréquences allant de 0,145 kHz à 10 kHz et les signaux reçus ont été enregistrés. Les résultats sont présentés sur la figure 2-23. Comme on peut l'observer, la réponse du système cellule + bender elements + sol est maximale quand la fréquence du signal est entre 2,5 et 10 kHz. On en déduit que la fréquence propre du système est comprise entre 2,5 et 10 kHz. Comme un signal par palier inclut toutes les fréquences, une réponse nette sera mesurée indépendamment de la rigidité du sol. Donc ce type de signal est avantageux quand la fréquence de résonance est inconnue ou bien change d'une façon rapide durant un essai.

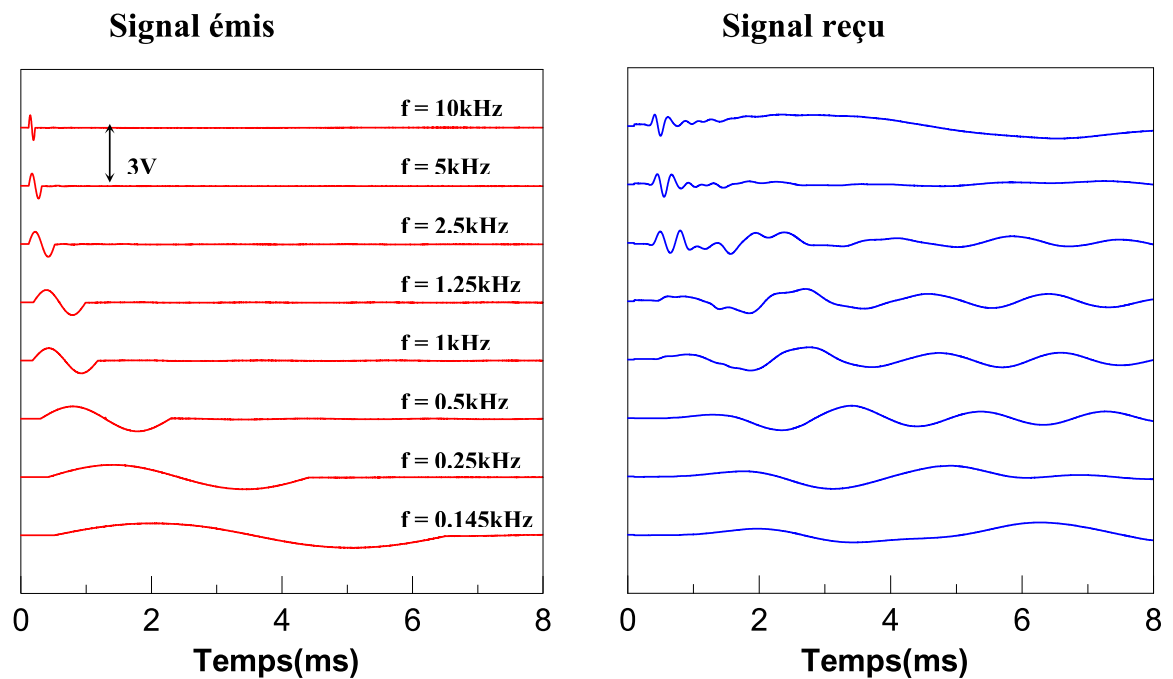


Figure 2-23: Effet de la fréquence sur la réponse du système bender element + sol

#### 2.2.5.e Détermination expérimentale de la fréquence de résonance du système cellule + bender element

Pour réaliser des essais de mesure de vitesse de cisaillement sur bender element, deux cellules triaxiales ont été utilisées : la première avec un diamètre de 50mm ( $\phi 50$ ) et la deuxième de 80 mm ( $\phi 80$ ). La détermination de la fréquence de résonance de chaque cellule était une étape nécessaire pour estimer la fréquence du signal émis qu'il faut utiliser. Pour obtenir la réponse dynamique du système (bender + cellule) on a procédé par coller un accéléromètre sur l'embase de la cellule. Un système dynamique équivalent approximatif de l'embase inférieure avec le jeu de bender element est présenté sur la figure 2-24. Ensuite, on a donné 10 coups de marteau dans la direction verticale pour la cellule ( $\phi 50$ ) et dans les deux directions,

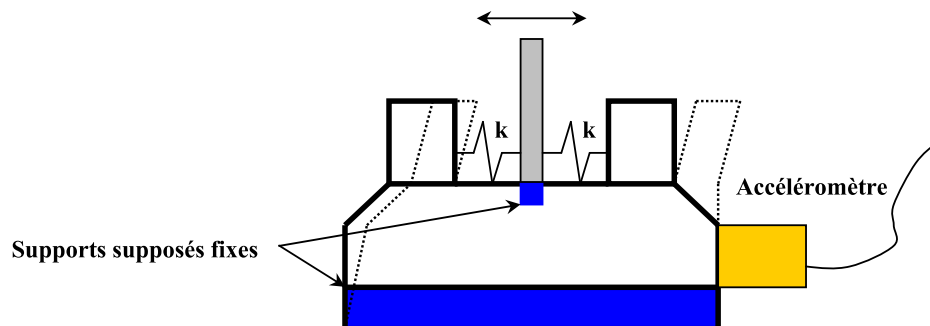
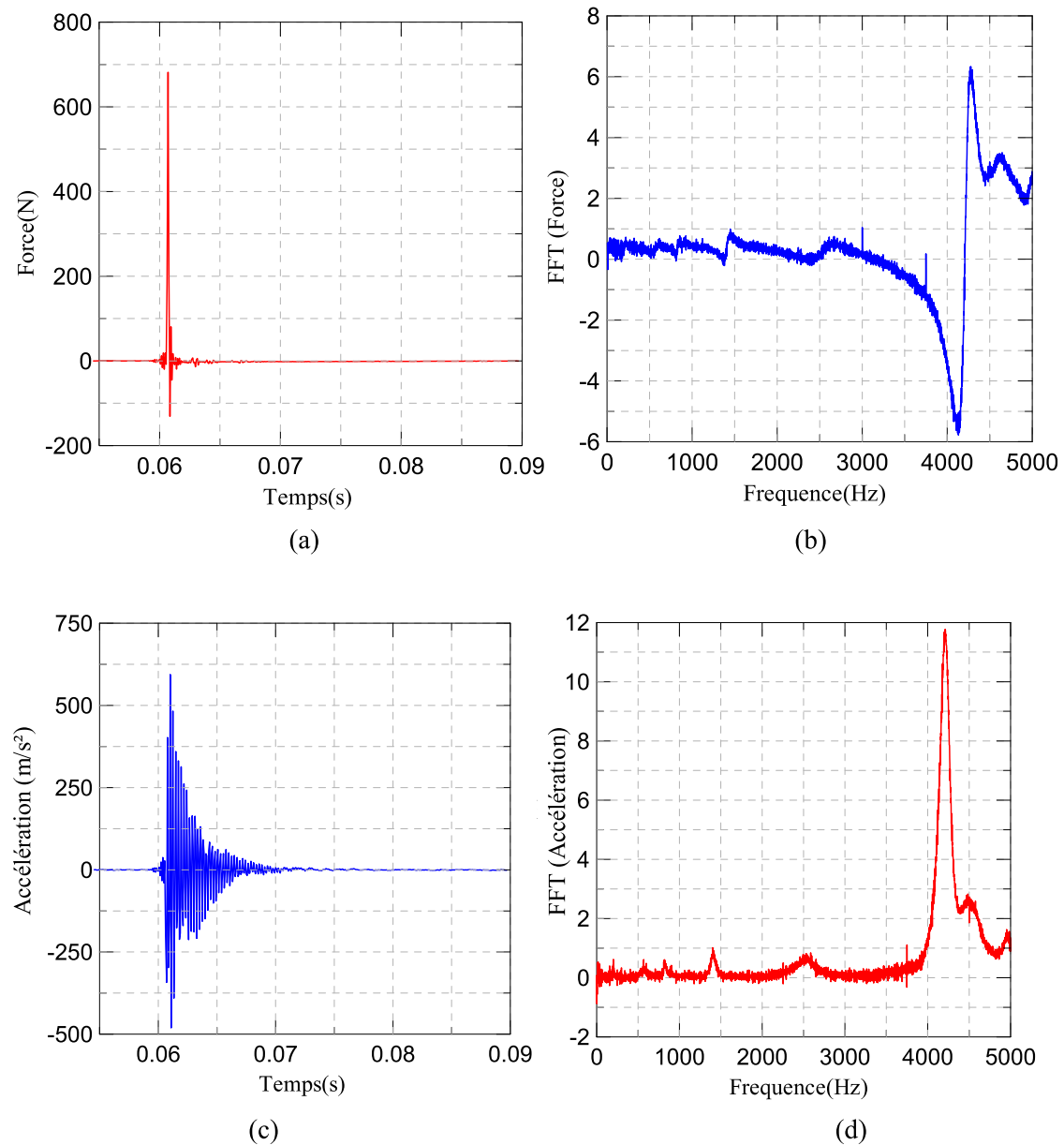


Figure 2-24: Modèle dynamique approximatif dy système embase + bender element



verticale et horizontale, pour la cellule ( $\phi 80$ ). Les résultats sont présentés sous forme de vibrations en fonction du temps et leur transformé de Fourier en fonction de la fréquence. Comme le montre les figures 2-25, la fréquence naturelle du système est proche de  $f_n = 4,2$  kHz.



**Figure 2-25 :Détermination de la fréquence de résonance du système cellule triaxiale ( $\phi 50$ )+bender element dans la direction verticale (a) Force en fonction du temps (b) Transformé de Fourier de la force en fonction de la fréquence (c) Accélération mesurée dans le système en domaine de temps (d) Transformé de Fourier de l'accélération en domaine de fréquence**

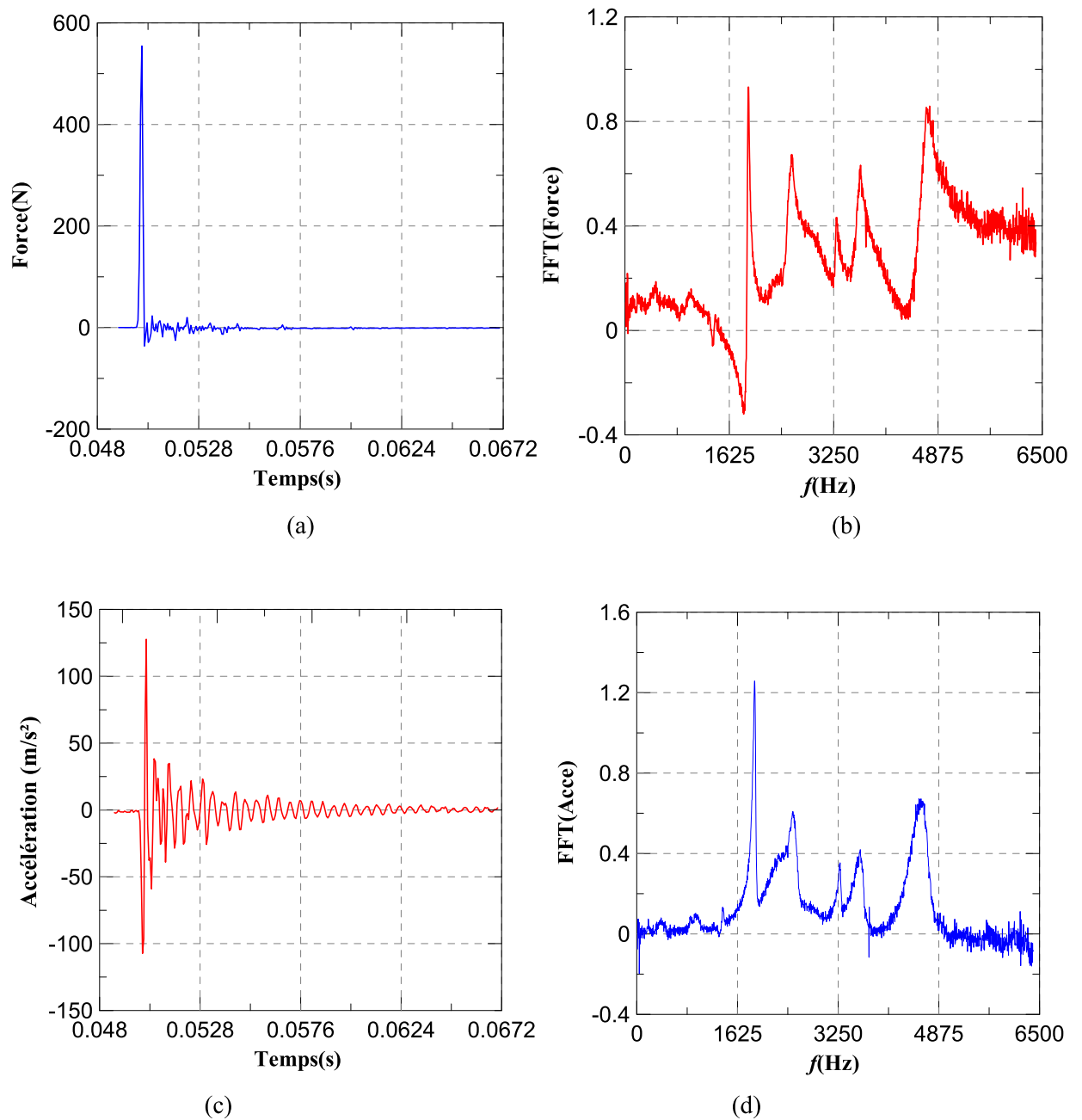
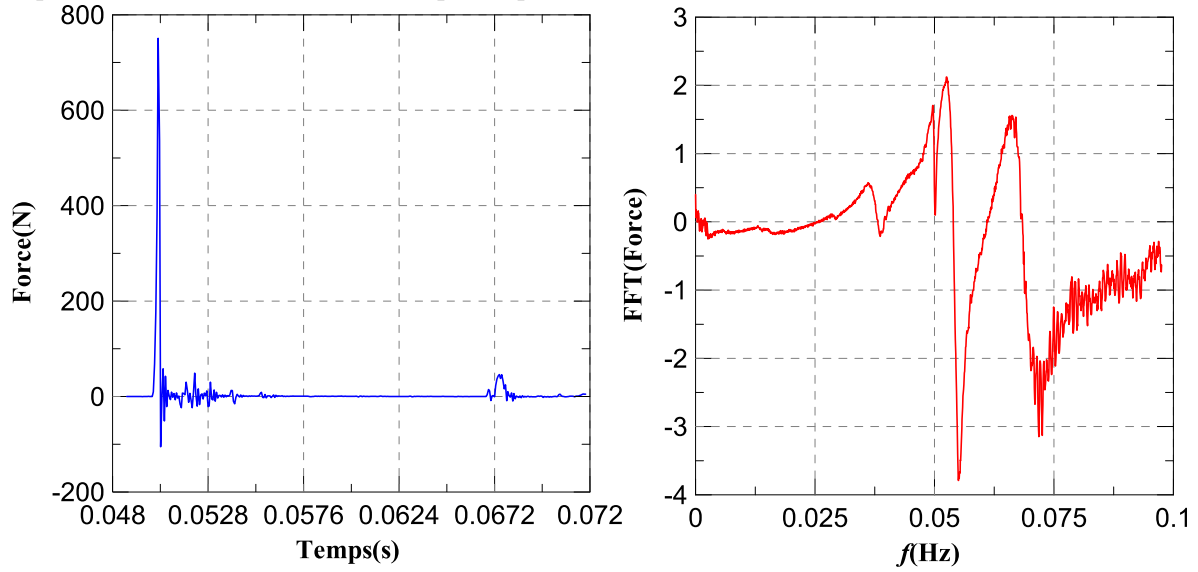
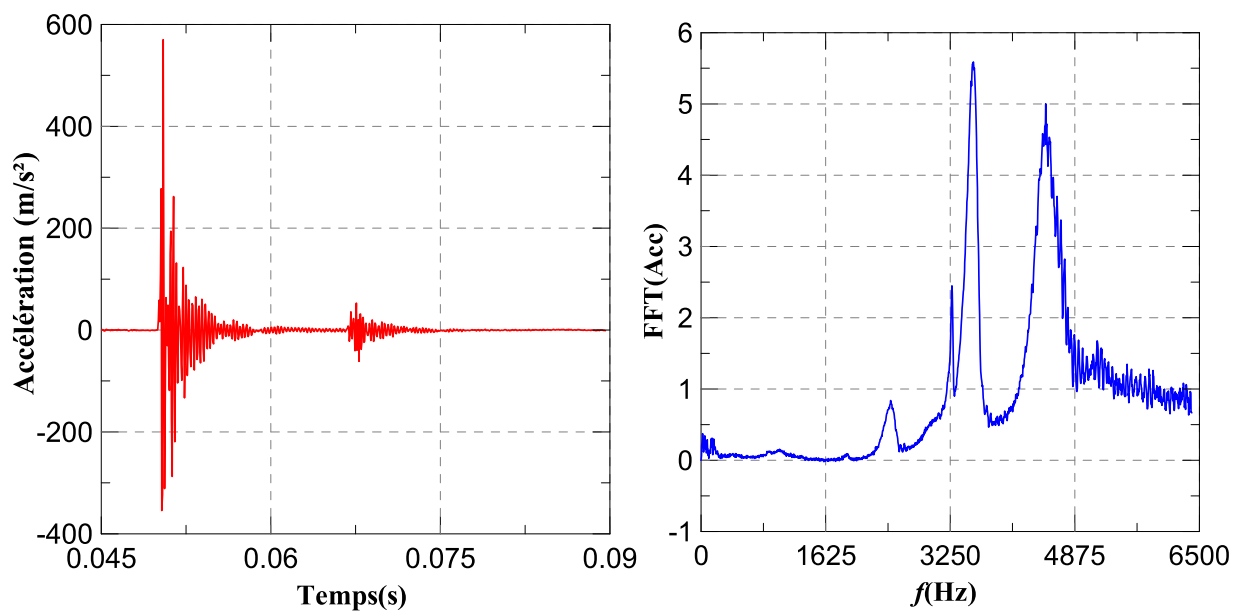


Figure 2-26 :Détermination de la fréquence de résonance du système cellule triaxiale ( $\phi$  80)+bender element dans la direction horizontale (a) Force en fonction du temps (b) Transformé de Fourier de la force en fonction de la fréquence (c) Accélération mesurée dans le système en domaine de temps (d) Transformé de Fourier de l'accélération en domaine de fréquence



(a)

(b)



(c)

(d)

Figure 2-27: Détermination de la fréquence de résonance du système cellule triaxiale ( $\phi$  80)+bender element dans la direction verticale (a) Force en fonction du temps (b) Transformé de Fourier de la force en fonction de la fréquence (c) Accélération mesurée dans le système en domaine de temps (d) Transformé de Fourier de l'accélération en domaine de fréquence

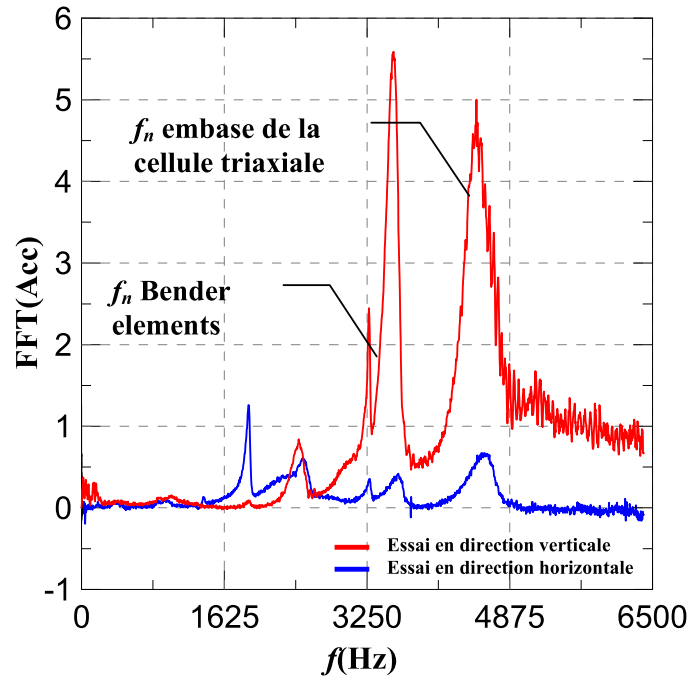


Figure 2-28: Superposition des courbes des deux essais réalisés sur la Ø80 pour la détermination de la fréquence de résonance du modèle impliqué

Sur la figure 2-28, la superposition des courbes des transformés de Fourier de l'accélération en domaine de fréquence est présentée. La fréquence de résonance des jeux bender est comprise entre 3,5 et 3,7 kHz, alors que celle de l'embase de la cellule est à 4,45 kHz. D'après la figure de superposition des courbes, on conclut que la fréquence de résonance du système impliqué pour la cellule Ø 80 correspond aux deux pics, pour une fréquence de 4,53 kHz. L'amplitude maximale,  $A_{\max}$  est de 1,31494 V.

#### Détermination du rapport d'amortissement

Le rapport d'amortissement (D) de chaque mode peut être déterminé à partir de la courbe de résonance du système étudié respectivement en utilisant les équations suivantes (voir Richart et al., 1970) :

$$\delta = \frac{2\pi D}{\sqrt{1-D^2}} = \frac{\pi}{2} \frac{(f_2^2 - f_1^2)}{f_m^2} \sqrt{\frac{A^2}{A_m^2 - A^2}} \frac{\sqrt{1-2D^2}}{1-D^2}$$

Où  $A_m$  est l'amplitude maximale de la courbe de résonance (voir figure 2-29),  $A$  est l'amplitude correspondante aux fréquences  $f_1$  et  $f_2$  des deux cotés de la fréquence de résonance  $f_m$ .

Dans le cas d'un amortissement faible, cette équation peut être simplifiée et réécrite sous la forme de :

$$D = A \frac{(f_2^2 - f_1^2)}{\sqrt{A^2 f_2^4 - 2A^2 f_1^2 f_2^2 + A^2 f_1^4 + 16f_m^4 (A_m^2 - A^2)}}$$

Une deuxième simplification est possible dans le cas où l'amplitude  $A$  est égale à  $A_m / \sqrt{2}$  et que la courbe de résonance est symétrique par rapport à  $f_m$ . Ainsi  $D$  peut être calculé par l'équation suivante :

$$D = \frac{(f_2 - f_1)}{2 \times f_m}$$

Cette équation est en général acceptée pour la détermination du rapport d'amortissement d'un sol à partir de leur courbe de résonance.

### ***Application***

Dans le cas de la cellule triaxiale  $\phi 80$ , et à partir des tracés des courbes de résonance, on peut calculer  $D$  du système :

$$A_m = 1,31494 \quad \text{d'où} \quad A = A_m / \sqrt{2} = 0,9298 \quad \text{avec } f_1 = 4348 \text{ Hz, et } f_2 = 4640 \text{ Hz}$$

Ainsi

$$D = \frac{(4640 - 4348)}{2 \times 4532} \times 100 = 3,22\%$$

Alors que la première équation simplifiée donne 3,19%

Il faut signaler que dans le cas de l'utilisation d'un oscilloscope standard avec un générateur de signaux et surtout à grandes fréquences, cette méthode reste imprécise vu le nombre de points nécessaires pour construire la courbe de résonance et le nombre de mesures de  $A_m$ .

### **Deuxième approche :**

En 1988, Ewins a montré que la mobilité dynamique ( $Y$ ) d'un système à un seul degré de liberté, avec  $Y(w)$  :

$$Y(w) = \frac{cw^2 + jw(k - w^2m)}{(k - w^2m)^2 + (wc)^2}$$

peut être réécrite en termes de ses composants complexes :

$$\left( \operatorname{Re}(Y) - \frac{1}{2c} \right)^2 + (\operatorname{Im}(Y))^2 = \left( \frac{1}{2c} \right)^2$$

Avec

$$\operatorname{Re}(Y) = \frac{w^2 c}{(k - w^2 m)^2 + (wc)^2} \quad \text{et} \quad \operatorname{Im}(Y) = \frac{w^2 (k - w^2 m)}{(k - w^2 m)^2 + (wc)^2}$$

$m$  étant la masse du système,  $c$  le coefficient d'amortissement,  $k$  est la constante de raideur du système et  $j = (-1)^{1/2}$ .

Le tracé de cette courbe dans le plan complexe est un cercle de rayon  $1/2c$  comme le montre la figure ci-dessous. Ce plan est appelé plan de Nyquist. Ainsi la détermination de  $(D)$  peut être faite à partir des points proches de l'amplitude maximale (Ewins, 1988) :

$$D = \frac{w_2^2 - w_1^2}{2w_0 \times \left[ w_2 \tan\left(\frac{\alpha_2}{2}\right) + w_1 \tan\left(\frac{\alpha_1}{2}\right) \right]}$$

Où  $w_0$  est la fréquence angulaire correspondant à la vitesse angulaire maximale,  $\alpha_1$  et  $\alpha_2$  sont les angles des deux cotés de  $w_0$ ,  $w_1$  et  $w_2$  sont des fréquences angulaires quelconques.

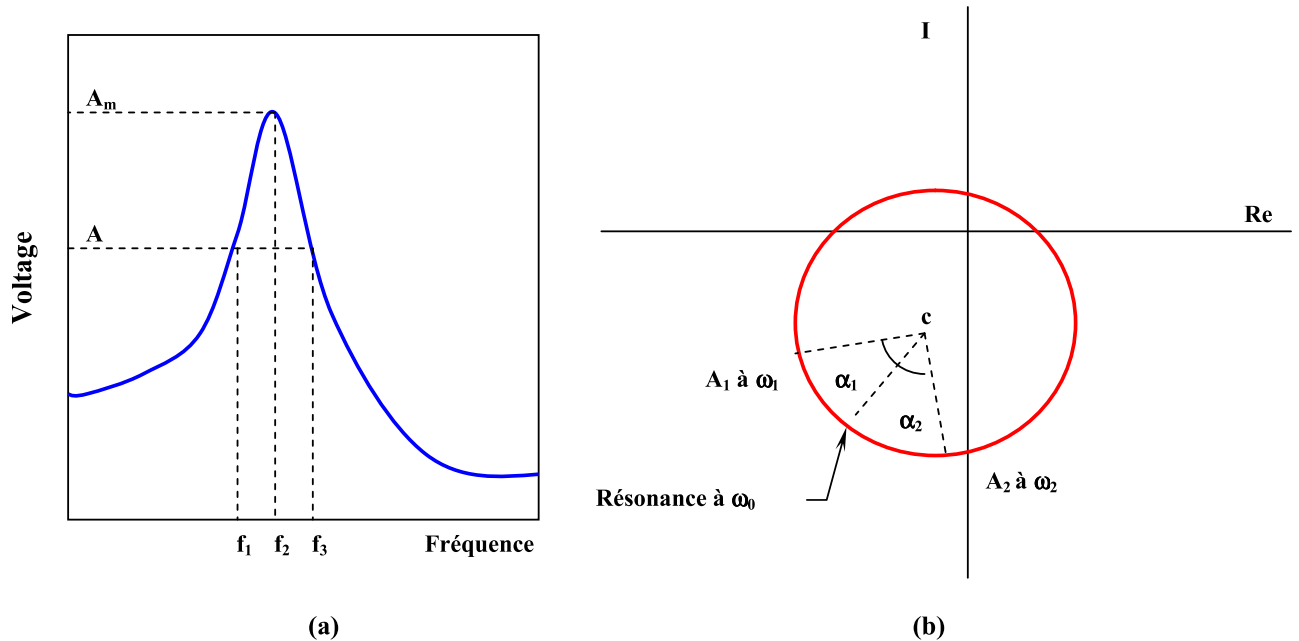


Figure 2-29: Détermination de l'amortissement dans le matériau (a) courbe de résonance (b) diagramme de Nyquist (Brocanelli et Rinaldi, 1998)

### 2.3 Préparation d'échantillons

Des échantillons cylindriques ont été taillés de façon à avoir un élancement inférieur à 1 ( $H/D \leq 1$ ) pour diminuer les effets de bord. Les câbles des bender elements ont été mis à la terre pour éviter le problème de « cross talk ». Les essais ont été réalisés sur des échantillons secs et humides. Le séchage était réalisé en contact direct avec l'air et l'humidification était obtenue par vaporisation d'eau sur des échantillons de 70 mm de hauteur initialement. Une fois la teneur en eau voulue est atteinte, 20 mm de sol ont été enlevés. Le sol reconstitué est préparé à partir d'un sol naturel sec écrasé puis tamisé à  $80\mu\text{m}$ .

Tous les échantillons, secs ou humides, ont subi le programme suivant :

- chargement isotrope de 2 à 650 kPa
- déchargement isotrope de 650 à 2 kPa

Les bender elements sont excités par un signal sinusoïdal de fréquence de 10 kHz et une amplitude de 14 V. Tous les essais ont été répétés 2 fois.

#### 2.3.1 – Procédure d'essais

- Tailler un échantillon dans le rapport  $H / D \leq 1$ .
- Placer l'échantillon à l'intérieur d'une membrane.
- Humidifier (ou bien sécher) l'échantillon à la teneur en eau voulue (si la teneur en eau est trop élevée, considérer  $H/D = 1,2$ , ensuite après homogénéisation de l'échantillon, enlever les 20% de sol ).
- Fixer l'échantillon sur l'embase inférieure de la cellule triaxiale, fixer celle du dessus de façon à ce que les BE soient dans le même plan.
- Remplir la cellule avec de l'eau.
- Appliquer la charge isotrope.
- Laisser la charge appliquée pendant 5 à 10 minutes.
- Mesurer  $V_s$  et  $V_p$ .

## *Chapitre III*

### *Comportement de liquéfaction et d'endommagement*

#### 3.1 – Introduction

Dans ce chapitre, on présentera en première partie les résultats des essais réalisés sur la cellule triaxiale cyclique. Les couches étudiées sont 1,20m ; 3,50m et 4,90m respectivement sachant que la couche 2,20m a été étudiée déjà par Marcial et Cui en 2003. Trois essais par couche ont été réalisés et ce à différents déviateurs pour pouvoir tracer la courbe de résistance à la liquéfaction. Le déviateur cyclique par essai a été déterminé à partir des valeurs au pic des essais en chargement monotone. Enfin, les courbes de résistance à la liquéfaction pour les différentes couches considérées ont été déterminées.

Dans la deuxième partie de ce chapitre, on va s'efforcer de déterminer la potentialité de la liquéfaction des sols à partir d'un état proche de la saturation. La procédure de l'essai était introduite au chapitre 2, et la méthode consiste à amener l'échantillon à une teneur en eau proche de celle de saturation, ensuite à réaliser des essais en chargement cyclique sous faible déviateur en conditions drainées dans le but d'éliminer ou bien d'écraser les pores afin de saturer l'échantillon (ceci représente l'effet de la circulation continue du TGV sur le sol), et enfin à réaliser un essai cyclique en condition non drainée jusqu'à la liquéfaction éventuelle de l'échantillon. Les courbes de résistance à la liquéfaction pour les différentes teneurs en eau étudiées seront présentées par la suite.

L'étude de l'endommagement du loess sur la presse MTS sera présentée dans la dernière partie de ce chapitre. L'accent sera mis sur l'effet de la fréquence et de la teneur en eau. La modification de la microstructure a été étudiée après le chargement à l'aide de la technique de porosimétrie au mercure.

#### 3.2 – Mise en évidence de la liquéfaction statique des loess

La bonne correspondance entre la liquéfaction statique et cyclique a été montrée par Canou et al. en 2002. Dans les travaux présentés à la SNCF par Cui et Marcial en 2003, on a montré l'importance de cet essai pour la mise en évidence du caractère liquéfiable des loess. Le déviateur au pic déterminé est utilisé pour définir l'amplitude du chargement cyclique. On présentera sur les figures 3-1 à 3-3 les résultats obtenus en chargement monotone non drainé



réalisé sur les couches 1,20m ; 3,50m et 4,90m dans les deux plans classiques, effort - déformations et pression interstitielle - déformations.

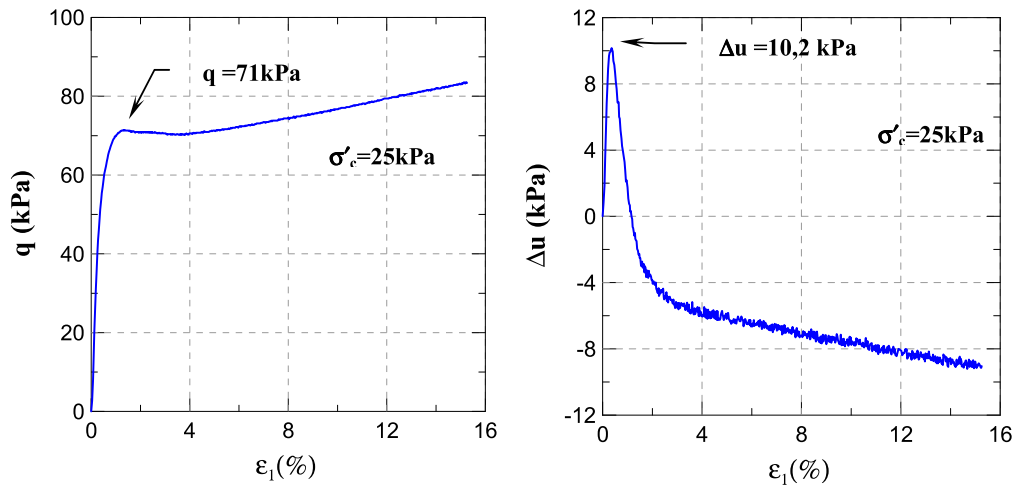


Figure 3-1: Essai de cisaillement monotone du sol 1,20m (a) courbe effort - déformation (b) courbe pression interstitielle - déformation

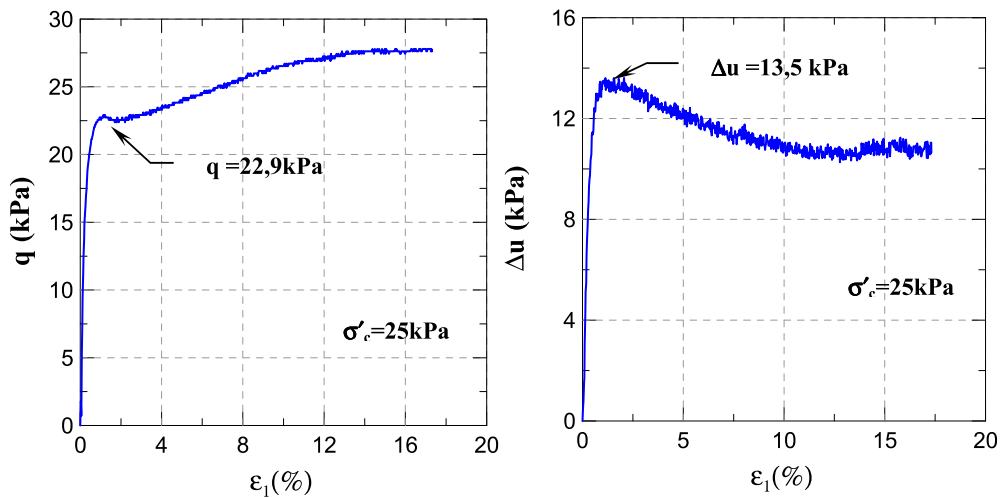
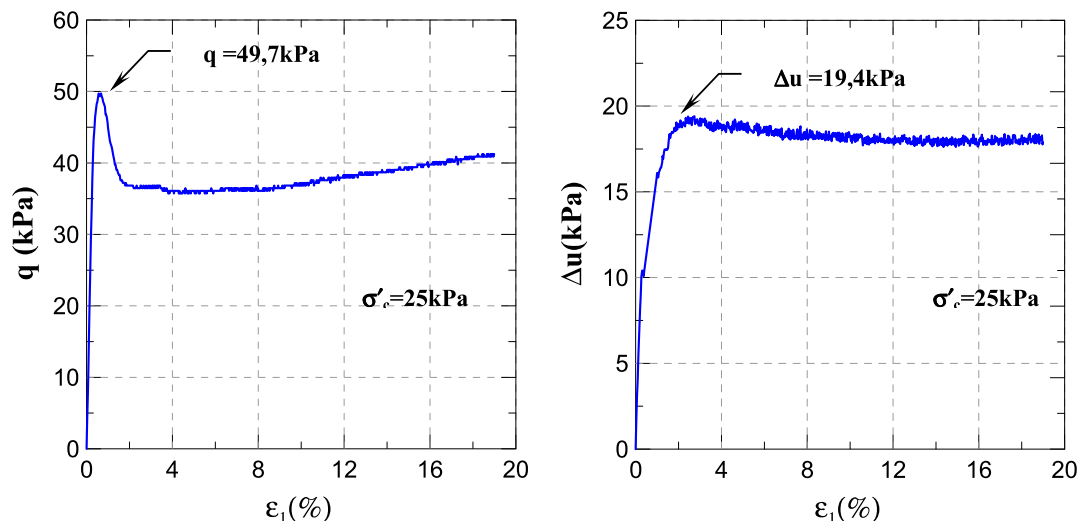


Figure 3-2: Essai de cisaillement monotone du sol 3,50m (a) courbe effort - déformation (b) courbe pression interstitielle - déformation

Les courbes effort-déformations présentent un pic confirmant le caractère liquéfiable de ces sols : le déviateur augmente au début du cisaillement de façon très vite jusqu'à ce que la valeur maximale soit atteinte. Ce pic défini à une déformation de l'ordre de 1% approximativement correspond à une valeur limite pour laquelle le sol se liquéfiera en moins d'un cycle. Ainsi pour le sol à 1,20m, le déviateur augmente jusqu'à 71 kPa pour diminuer

faiblement puis augmenter à nouveau. Pour le sol à 3,50m, ce pic est de 23 kPa, et le déviateur tend à se stabiliser après l'augmentation. Enfin, pour le sol à 4,90m, le pic est de l'ordre de 50 kPa, et on observe aussi une forte chute du déviateur jusqu'à 36 kPa pour



**Figure 3-3: Essai de cisaillement monotone du sol 4,90m (a) courbe effort - déformation (b) courbe pression interstitielle - déformation**

augmenter de nouveau à faible vitesse. On note que les trois courbes présentent une nouvelle augmentation après le pic, ce qui montre un comportement intermédiaire, entre le comportement des « sols denses » comme le sol 2,20m avec un pic très marqué, et le comportement des sols lâches sans pic.

Les courbes pression interstitielle – déformations présentent aussi un pic, bien marqué pour le sol 1,20 m et le sol 3,50 m, et moins net pour le sol 4,90 m. La diminution après pic confirme le comportement intermédiaire observé sur les courbes effort-déformation. Il est possible que cette phase corresponde au phénomène de dilatance. En terme de liquéfaction, le fait que la diminution soit moins importante pour les sols 3,50 m et 4,90 m signifie que ces deux sols présentent un risque de liquéfaction plus important que le sol 1,20 m.

Les figures 3-1 et 3-2 exhibent une phase de transformation de Luong : on a observé un changement de comportement contractant (augmentation de la pression interstitielle) au comportement dilatant (diminution de la pression interstitielle). Ceci peut être expliqué de la façon suivante pour ses sols : à faible déformation, la rigidité initiale donne une résistance importante conduisant à une augmentation rapide du déviateur; quand ce dernier atteint une

certaine valeur marquée par le pic sur les figures il y a effondrement de la microstructure (contractance). Cet effondrement a pour conséquence de densifier le sol et ainsi à des grandes déformations on a un comportement dilatant caractéristique des sables denses.

Au tableau 3-1 on regroupe les valeurs au pic obtenues. Suivant ces valeurs, les chargements cycliques pour chaque sol sont définis comme le tiers, les deux tiers et la totalité de la valeur au pic.

**Tableau 3-1: Valeurs de déviateurs  $q_{cyc}$  choisies pour le chargement cyclique**

Essai No	Profondeur (m)	$q_{pic}$ (kPa)	$q_{cyc}$ (kPa)
1	1,20	71	25
2			50
3			70
4	3,50	22,90	10
5			15
6			22
7	4,90	49,70	15
8			30
9			48

### 3.3 – Essais en chargement triaxial cyclique à une faible fréquence de 0,05Hz

Les résultats des essais réalisés sont présentés dans les quatre plans classiques : les déformations axiales  $\varepsilon_1$  en fonction du nombre de cycles, la variation de la pression interstitielle  $\Delta u$  en fonction des déformations axiales  $\varepsilon_1$ , la variation du déviateur en fonction de  $\varepsilon_1$  et le chemin de contrainte dans le plan  $p'/q$ .

Sur la figure 3-4 on présente les résultats réalisés sur le sol 1,20 m à deux amplitudes de déviateur 25 puis 50 kPa. On remarque que la variation des déformations du début de chargement jusqu'à un nombre de cycles proche de 800 est quasiment nulle. Le sol sous la charge de 25 kPa n'est pas liquéfié et c'est ainsi qu'en augmentant la charge à 50 kPa, que les déformations augmentent subitement pour atteindre 20%. En parallèle, on distingue une augmentation de la pression interstitielle rapide une fois les déformations sont de l'ordre de 0,5% pour atteindre une valeur proche de 25 kPa, donc proche de la contrainte de confinement. C'est à partir de 0,5% que le déviateur commence à décroître annonçant ainsi le début de la liquéfaction. Ainsi, cette liquéfaction est caractérisée par :

- 1- le passage de petites à grandes déformations axiales dans le plan  $\varepsilon_1 / N$
- 2- la stabilisation de la variation de la pression interstitielle dans la plan  $\Delta u / \varepsilon_1$

- 3- le début de la diminution du déviateur ou le début de formation de grande ouverture des boucles effort-déformation dans le plan  $q / \varepsilon_l$
- 4- le début de la diminution du déviateur dans la plan  $p' / q$ .

Cette diminution du déviateur avec les déformations correspond à la condition d'essais : c'est la force axiale qui est contrôlée et le déviateur est calculé en considérant une section corrigée en fonction des déformations axiales.

Sur le tableau 3-2 on présente les conditions initiales des essais de liquéfaction.

**Tableau 3-2: Conditions initiales des essais de liquéfaction cyclique**

Sol	Essai N°	$e_0$	$w_0(\%)$	$\sigma'_c$ (kPa)
1,20m	1	0,76	19	25
	2			
	3			
3,50m	1	0,82	16,5	25
	2			
	3			
4,90m	1	0,78	23,8	25
	2			
	3			

La saturation a été vérifiée à travers le coefficient de Skempton (100% pour tous les essais).

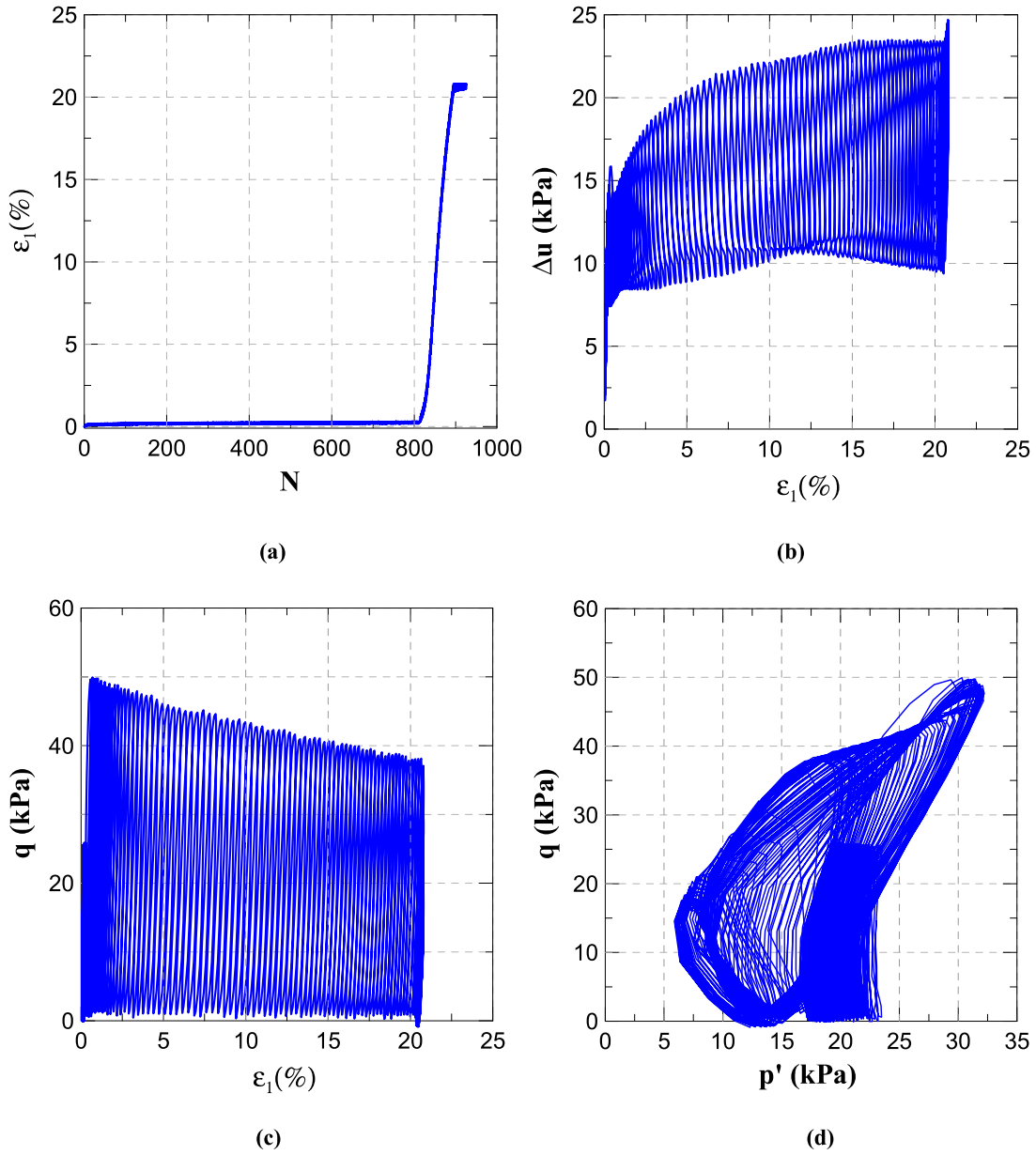


Figure 3-4: Présentation des résultats des essais de liquéfaction pour le sol à 1,20m (a) déformation en fonction du nombre de cycles (b) variation de la pression interstitielle en fonction des déformations (c) déviateur cyclique en fonction des déformations (d) déviateur en fonction de la contrainte moyenne

Sur la figure 3-5 sont présentés les résultats réalisés pour le sol à 1,20 m chargé à une amplitude de déviateur de 50 kPa. Dans cet essai, on remarque que la variation des déformations débute rapidement, à partir de 15 cycles environ, pour atteindre 22% après 110 cycles. Le sol sous la charge de 50 kPa s'est liquéfié et c'est ainsi observable dans le plan  $q / p'$  après une diminution du déviateur après une vingtaine de cycles. De l'autre côté, l'augmentation de la pression interstitielle rapide à 10 kPa une fois les déformations sont de

l'ordre de 0,5% est marquée par une forte pente pour atteindre 19 kPa, une valeur proche de la contrainte de confinement.

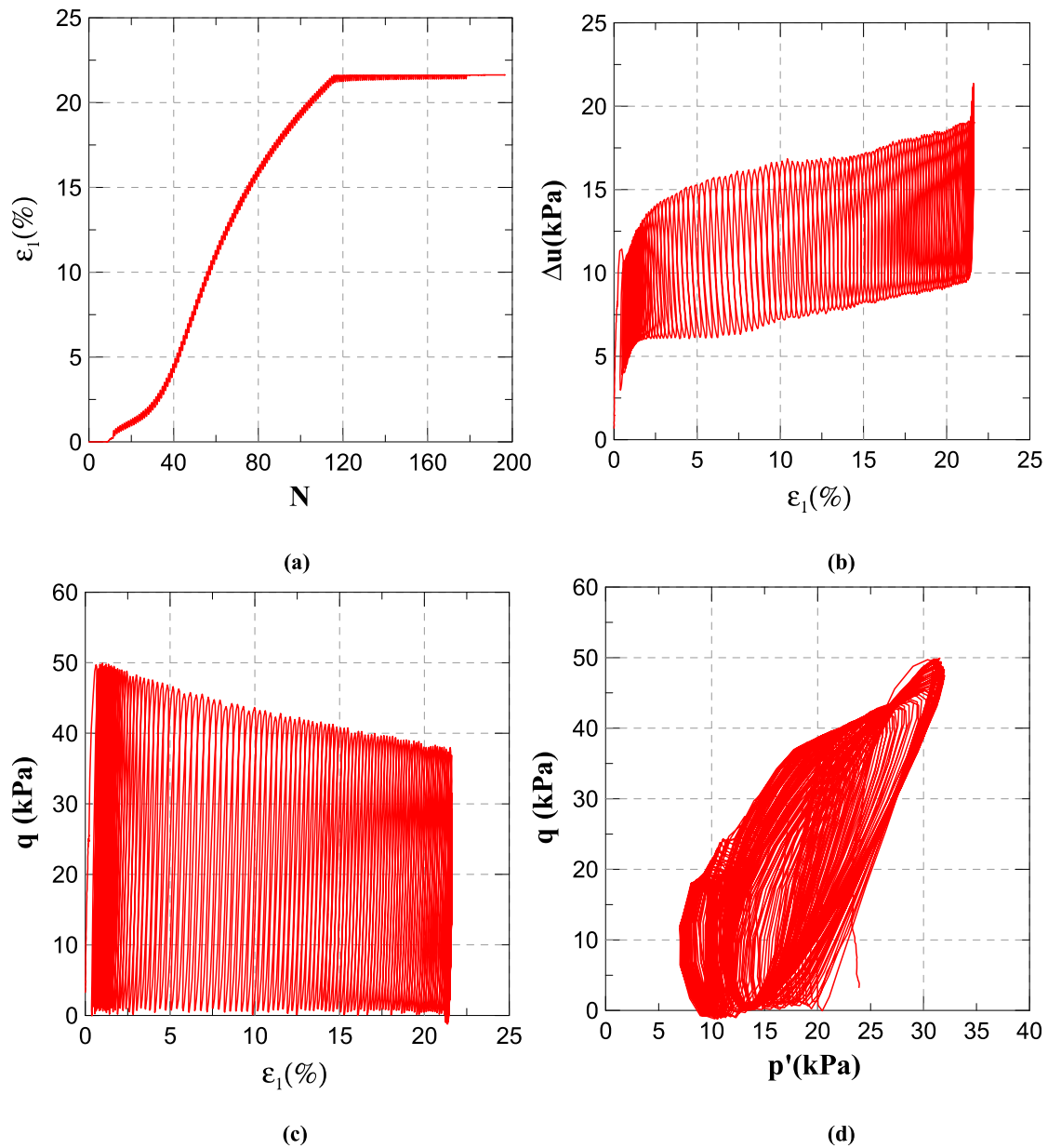
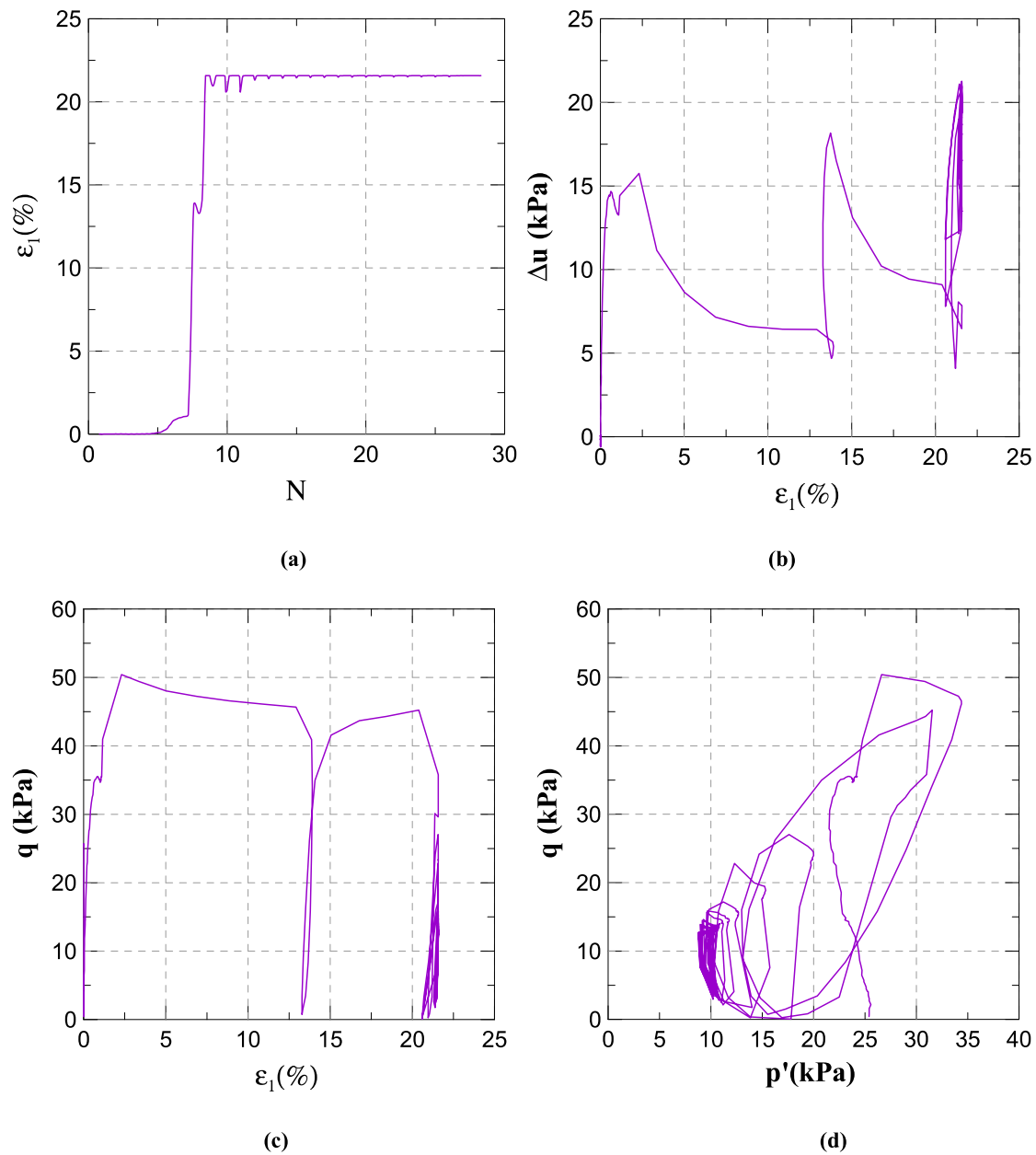


Figure 3-5 : Présentation des résultats des essais de liquéfaction pour le sol à 1,20m (a) déformation en fonction du nombre de cycles (b) variation de la pression interstitielle en fonction des déformations (c) déviateur cyclique en fonction des déformations (d) déviateur en fonction de la contrainte moyenne



**Figure 3-6 : Présentation des résultats des essais de liquéfaction pour le sol à 1,20m (a) déformation en fonction du nombre de cycles (b) variation de la pression interstitielle en fonction des déformations (c) déviateur cyclique en fonction des déformations (d) déviateur en fonction de la contrainte moyenne**

Sur la figure 3-6 on présente les résultats pour le sol 1,20 m chargé à une amplitude de déviateur de 70 kPa. Dans cet essai, les déformations augmentent subitement à partir de 7 cycles pour atteindre 22%. Le sol sous la charge de 70 kPa s'est liquéfié quand le déviateur a atteint 50 kPa après un cycle. La pression interstitielle a rapidement atteint 15 kPa une fois les déformations sont de l'ordre de 1%.

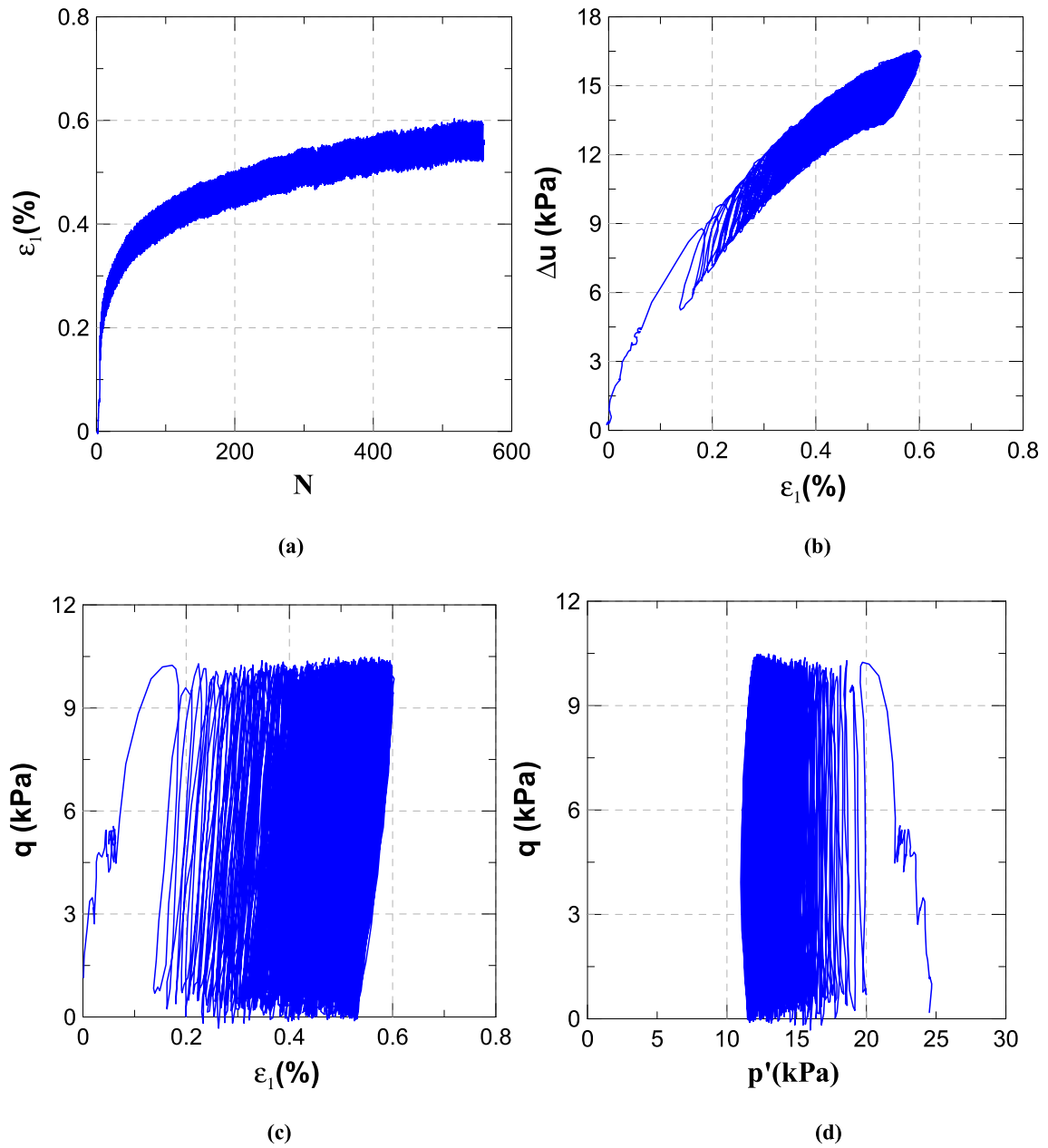
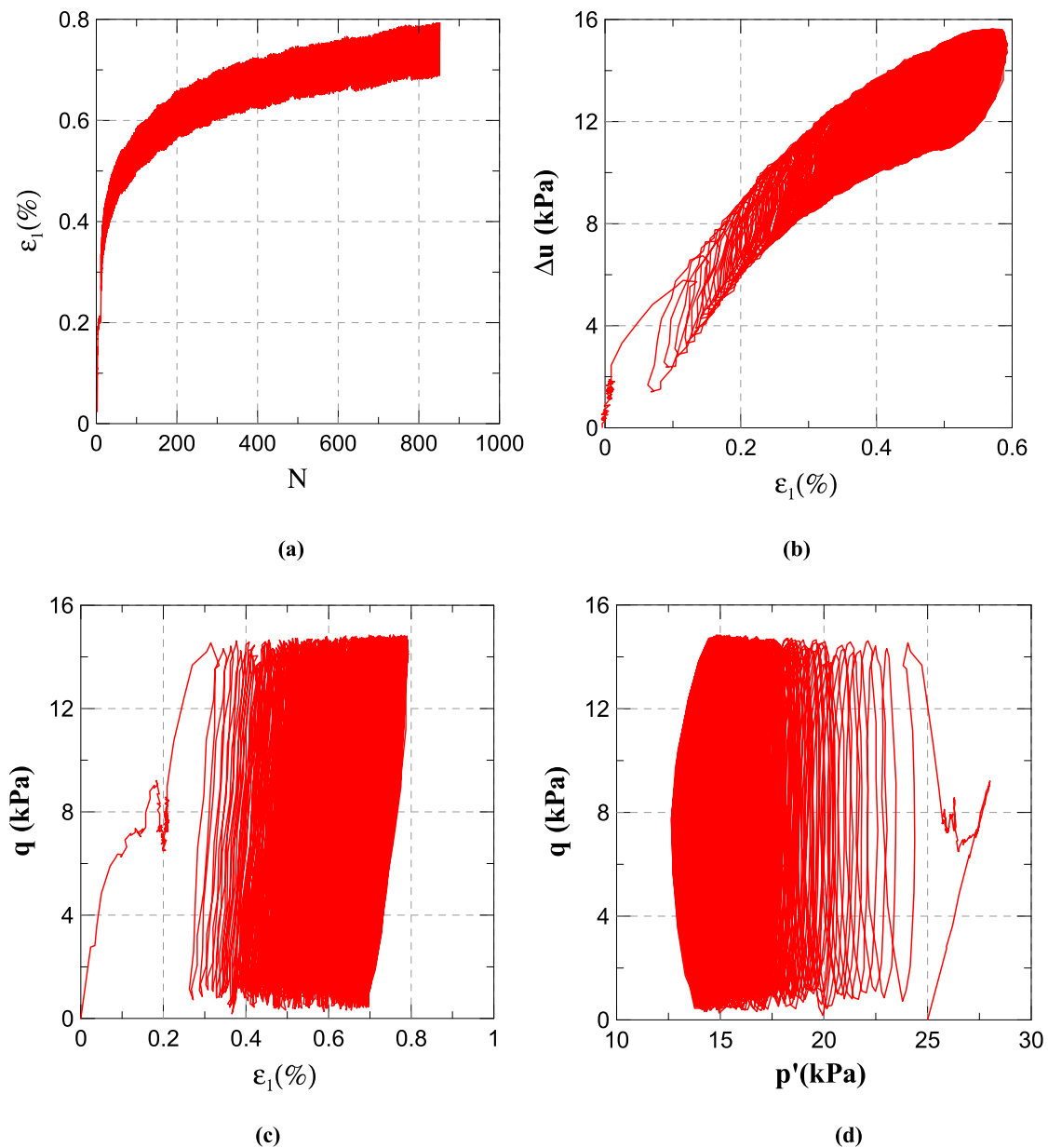


Figure 3-7: Présentation des résultats des essais de liquéfaction pour le sol à 3,50m (a) déformation en fonction du nombre de cycles (b) variation de la pression interstitielle en fonction des déformations (c) déviateur cyclique en fonction des déformations (d) déviateur en fonction de la contrainte moyenne

On présente sur la figure 3-7, les résultats pour le sol 3,50 m chargé à une amplitude de déviateur de 10 kPa. On n'observe pas le phénomène de liquéfaction : pas de changement de pente dans le plan  $\varepsilon_1 / N$ , l'accroissement des déformations se stabilise à 0,6 % parallèlement à la pression interstitielle qui se stabilise à 16 kPa, une valeur qui est bien inférieure à la



contrainte de consolidation. Les boucles dans le plan  $p'/q$  sont toujours serrées et on n'observe pas une diminution de la valeur du déviateur.



**Figure 3-8 : Présentation des résultats des essais de liquéfaction pour le sol à 3,50m (a) déformation en fonction du nombre de cycles (b) variation de la pression interstitielle en fonction des déformations (c) déviateur cyclique en fonction des déformations (d) déviateur en fonction de la contrainte moyenne**

Sur la figure 3-8 sont présentés les résultats pour le sol 3,50 m chargé à une amplitude de déviateur de 15 kPa. Comme dans l'essai précédent, la liquéfaction n'a pas lieu : les déformations sont de l'ordre de 0,8 % et la pression interstitielle se stabilise à 16 kPa.

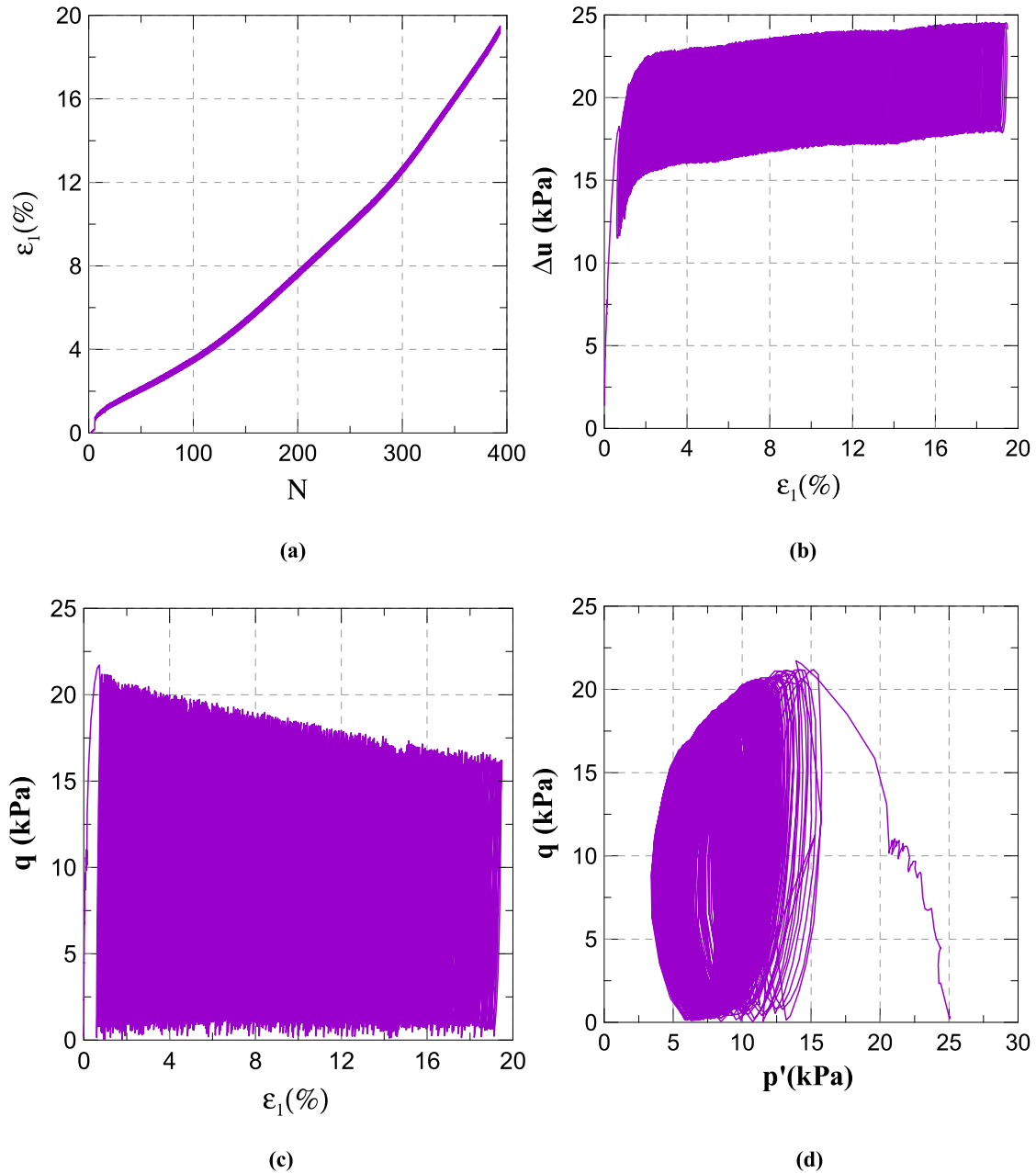


Figure 3-9: Présentation des résultats des essais de liquéfaction pour le sol à 3,50m (a) déformation en fonction du nombre de cycles (b) variation de la pression interstitielle en fonction des déformations (c) déviateur cyclique en fonction des déformations (d) déviateur en fonction de la contrainte moyenne

On présente sur la figure 3-9 les résultats pour le sol 3,50 m chargé à une amplitude de déviateur de 22 kPa. On observe cette fois-ci que l'échantillon se liquéfie pour moins de 20 cycles : il y a un changement de pente dans le plan  $\epsilon_1 / N$  pour 1% de déformation dont la croissance continue jusqu'à atteindre 20% où on a atteint la butée du piston. La pression interstitielle atteint finalement 25 kPa, donc la pression de confinement. On peut observer la

chute du déviateur après 15 cycles dans le plan  $p'/q$ , conséquence d'une déformation importante. Il est intéressant de noter qu'une augmentation de 35% de la charge a amené le sol à la liquéfaction.

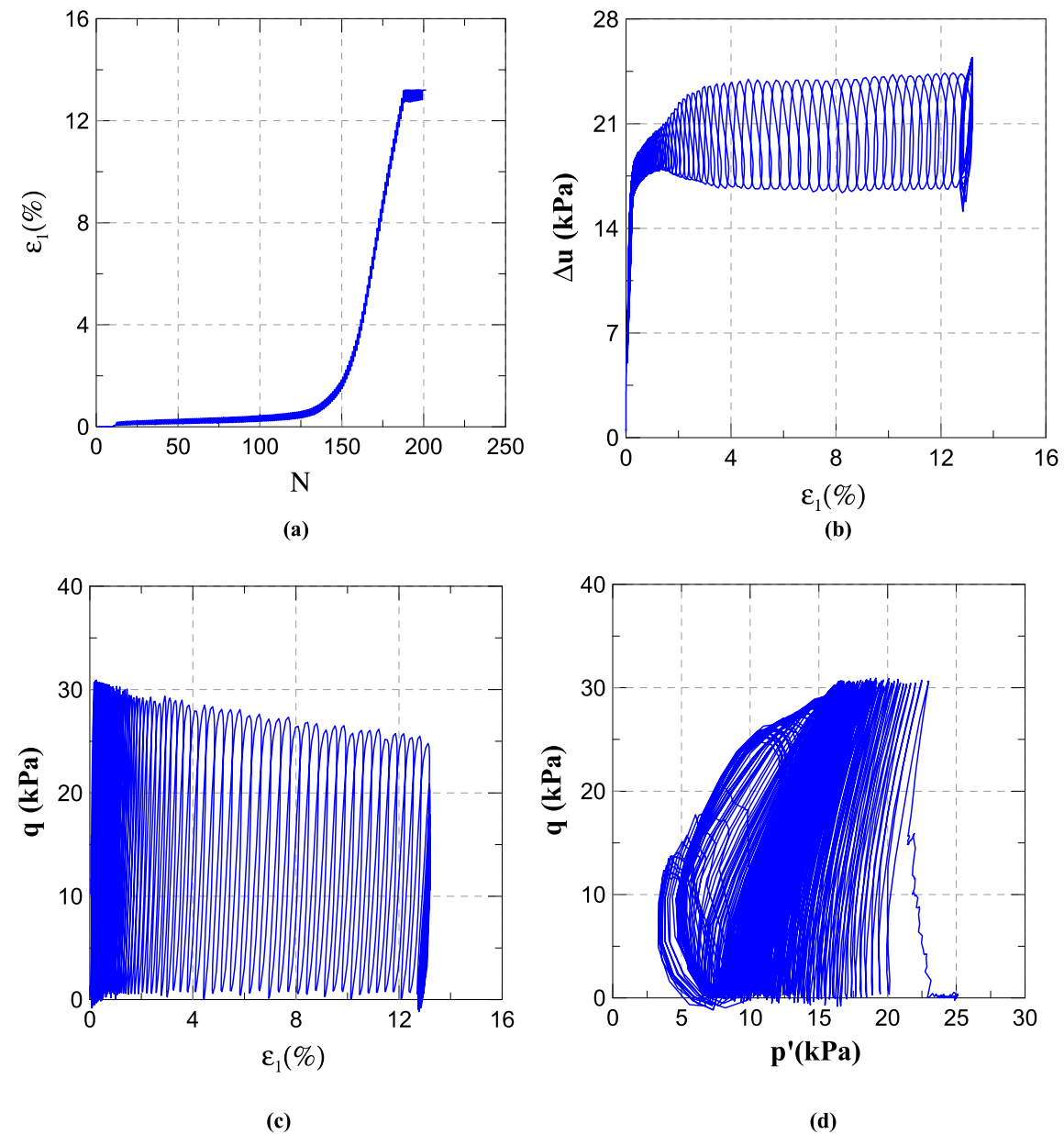


Figure 3-10: Présentation des résultats des essais de liquéfaction pour le sol à 4,90m (a) déformation en fonction du nombre de cycles (b) variation de la pression interstitielle en fonction des déformations (c) déviateur cyclique en fonction des déformations (d) déviateur en fonction de la contrainte moyenne

Sur la figure 3-10, on présente les résultats pour le sol 4,90 m chargé à une amplitude de déviateur de 30 kPa. On observe que le sol se liquéfie après 125 cycles approximativement : dans le plan  $\epsilon_1 / N$  on observe un changement de pente pour 150 cycles. Ce changement de

pente correspond à une augmentation de la pression interstitielle au sein de l'échantillon jusqu'à 20 kPa pour atteindre 24 kPa au bout de 160 cycles. La chute du déviateur marquant le début de la liquéfaction, donc la perte de la résistance de l'échantillon au chargement imposé, est observée après une déformation de 1%.

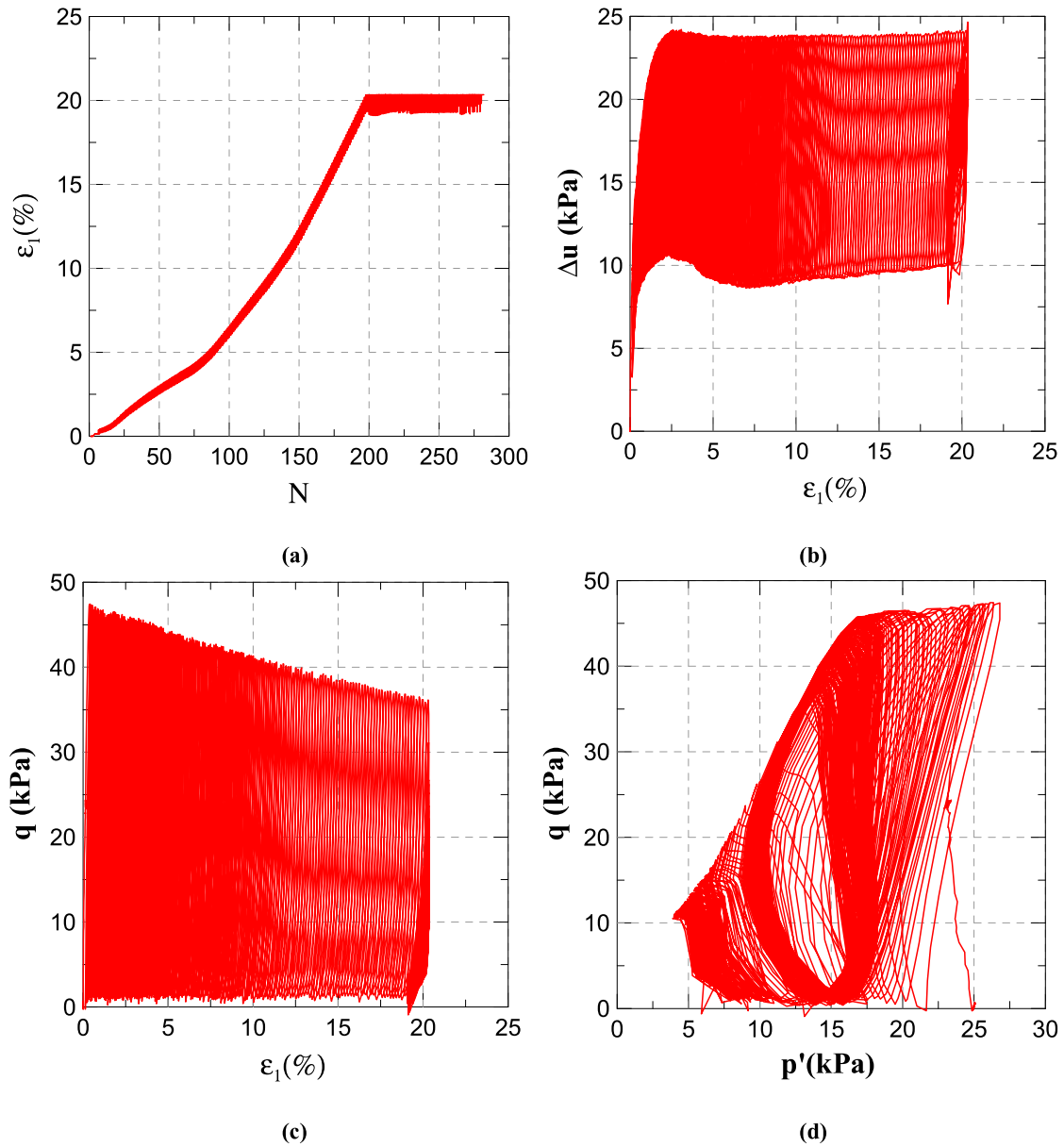
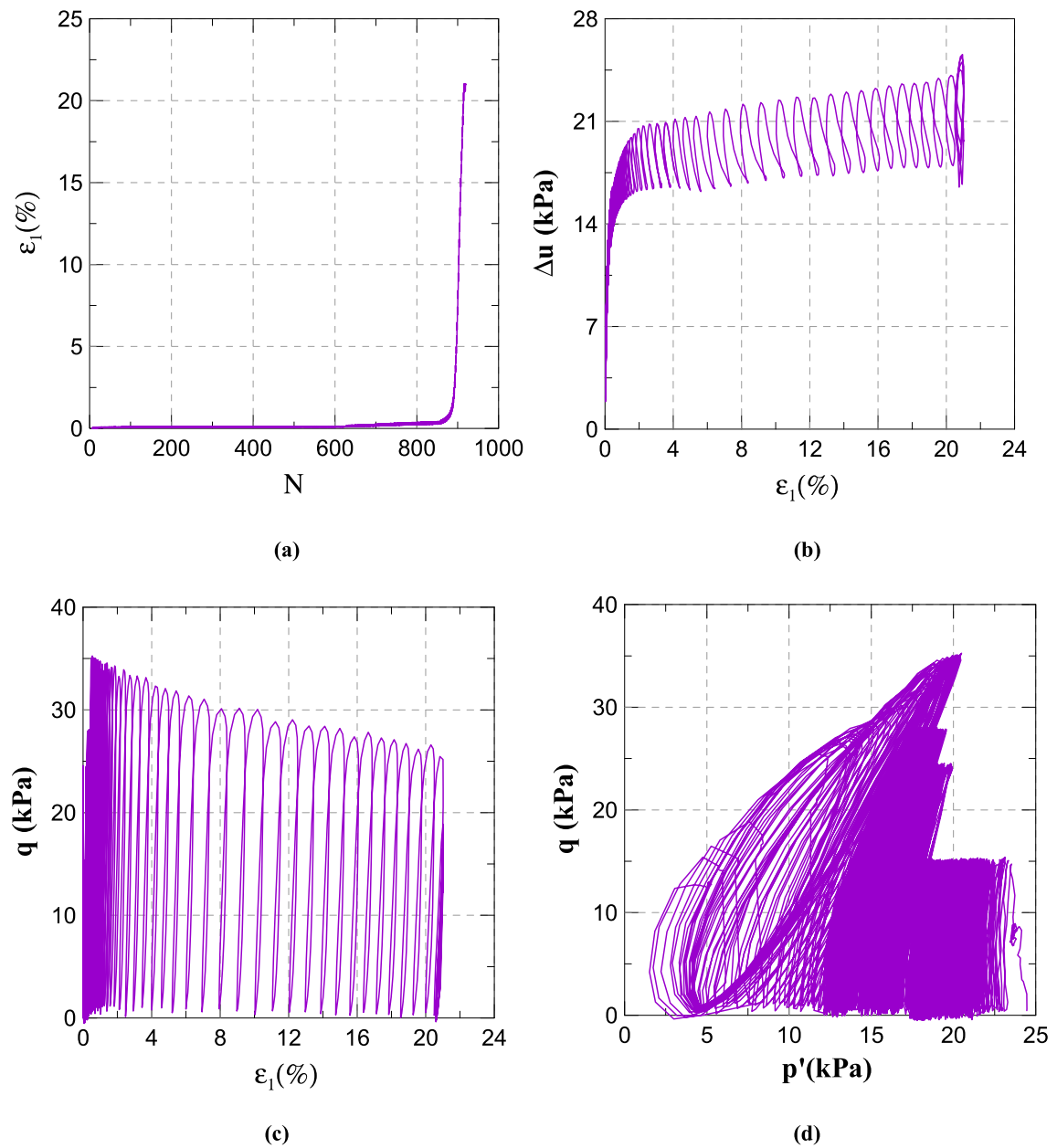


Figure 3-11: Présentation des résultats des essais de liquéfaction pour le sol à 4,90m (a) déformation en fonction du nombre de cycles (b) variation de la pression interstitielle en fonction des déformations (c) déviateur cyclique en fonction des déformations (d) déviateur en fonction de la contrainte moyenne



**Figure 3-12: Présentation des résultats des essais de liquéfaction pour le sol à 4,90m (a) déformation en fonction du nombre de cycles (b) variation de la pression interstitielle en fonction des déformations (c) déviateur cyclique en fonction des déformations (d) déviateur en fonction de la contrainte moyenne**

La figure 3-11 présente les résultats pour le sol 4,90 m chargé à une amplitude de déviateur de 48 kPa. Dans cet essai le sol se liquéfie après 15 cycles approximativement : dans le plan  $\varepsilon_1 / N$  on observe un changement de pente correspondant à une augmentation de la pression interstitielle jusqu'à 10 kPa pour une déformation de l'ordre de 1%, une déformation pour

laquelle la chute du déviateur marquant le début de la liquéfaction est observée. La pression interstitielle atteint 24 kPa au bout de 190 cycles à une déformation de 20%.

Sur la figure 3-12, on présente les résultats sur le sol 4,90 m à une amplitude de déviateur de 15, 25, 28 et 35 kPa. Pour cet essai, on n'observe pas le phénomène de liquéfaction sous des déviateurs allant jusqu'à 28 kPa. C'est seulement à 35 kPa que le sol perd sa résistance et ceci après 40 cycles où on observe un changement de pente dans le plan  $\varepsilon_l / N$ . La pression interstitielle finale est de 24 kPa, pour une déformation de 20%.

### 3.4 – Courbes de résistance à la liquéfaction

Sur la figure 3-13 on présente les courbes de résistance à la liquéfaction des 4 sols. Dans ce diagramme la résistance est définie avec la contrainte de cisaillement cyclique  $\tau_{cyc}$  ( $q_{cyc}/2$ ) normée par rapport à la contrainte de consolidation  $\sigma'_c$ . Sur une courbe donnée, par exemple celle pour le sol 2,20 m, on voit que la résistance décroît avec le nombre de cycle, ce qui signifie que quand la sollicitation extérieure est faible, il faut un nombre de cycles plus important pour liquéfier le sol. Une courbe de résistance définit deux zones, une au dessus de la courbe et une autre en dessous. Il est évident que la zone au dessus correspond à un domaine avec risque de liquéfaction et que la zone en dessous correspond à un domaine sans risque. Si l'on compare la résistance entre les 4 sols, il apparaît que c'est le sol 1,20 m qui est le plus résistant ce qui est probablement lié à sa fraction argileuse la plus importante, viennent ensuite les sols 4,90 m, 3,50 m et 2,20 m.

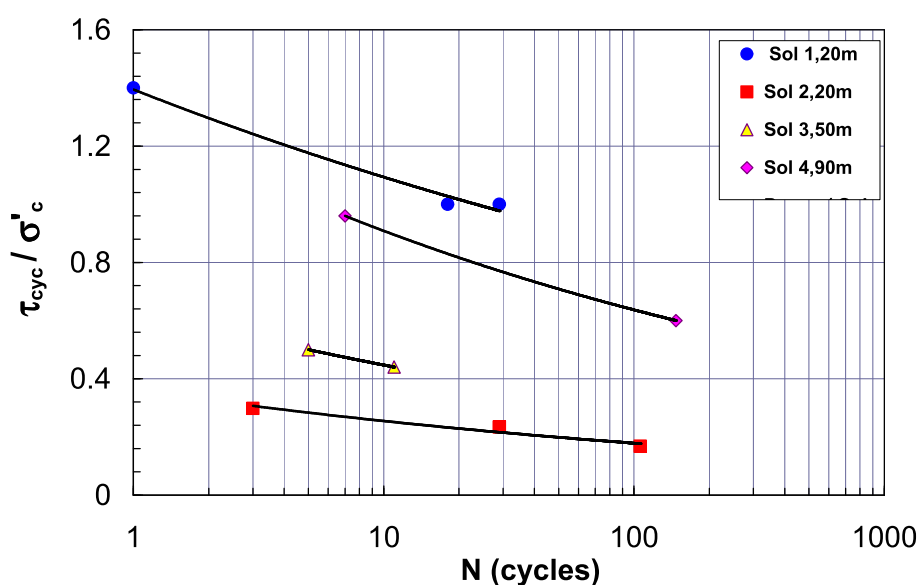
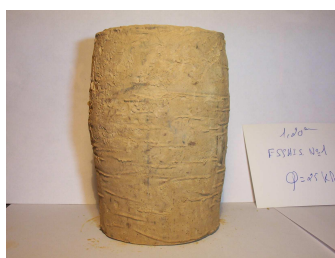


Figure 3-13: Courbes de résistance à la liquéfaction des 4 couches étudiées

## 3.5 – Etat final des échantillons

Sur la figure 3-9 sont présentées les photos des échantillons après essais. On voit globalement que la liquéfaction correspond à une perte de stabilité (bombement ou rotation).



**Essai No: 1, Sol 1,20m**  
 $q_{cyc} = 25 \text{ kPa}$   
 $\epsilon_a = 20\%$



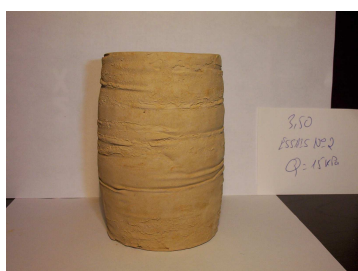
**Essai No: 2, Sol 1,20m**  
 $q_{cyc} = 50 \text{ kPa}$   
 $\epsilon_a = 22\%$



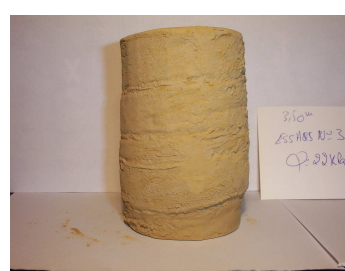
**Essai No: 3, Sol 1,20m**  
 $q_{cyc} = 70 \text{ kPa}$   
 $\epsilon_a = 22\%$



**Essai No: 1, Sol 3,50m**  
 $q_{cyc} = 10 \text{ kPa}$   
 $\epsilon_a = 0,6\%$



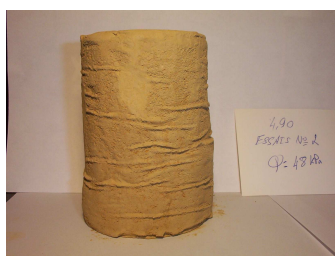
**Essai No: 2, Sol 3,50m**  
 $q_{cyc} = 15 \text{ kPa}$   
 $\epsilon_a = 0,8\%$



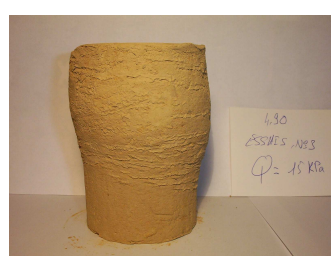
**Essai No: 3, Sol 3,50m**  
 $q_{cyc} = 22 \text{ kPa}$   
 $\epsilon_a > 20\%$



**Essai No: 1, Sol 4,90m**  
 $q_{cyc} = 30 \text{ kPa}$   
 $\epsilon_a = 14\%$



**Essai No: 2, Sol 4,90m**  
 $q_{cyc} = 48 \text{ kPa}$   
 $\epsilon_a = 22\%$



**Essai No: 3, Sol 4,90m**  
 $q_{cyc} = 15 \text{ kPa}$   
 $\epsilon_a = 22\%$

**Figure 3-14 : Photos de l'état final des échantillons après essais**

Sur le tableau 3-2, on présente les déformations finales des échantillons. On y distingue bien des échantillons non liquéfiés avec des déformations très faibles, inférieure à 1%.

Tableau 3-3 : Déformations finales des échantillons

Echantillon Essai No	Profondeur (m)	Charge Cyclique (kPa)	Ordre des Déformations (%)
1	1,20	25	20
2		50	22
3		70	22
1	3,50	10	0,6
2		15	0,8
3		22	<20
1	4,90	15	-
2		30	14
3		48	22

### 3.6 – Etude de liquéfaction par écrasement de pores

Cette étude a pour objectif de déterminer la résistance à la liquéfaction des loëss à partir d'un état proche de la saturation. Ceci correspondrait à la situation de l'endommagement du sol dû à la circulation de trains. En effet, l'endommagement aurait pour effet de densifier et ainsi d'augmenter le degré de saturation, amenant ensuite le sol à la liquéfaction. On a développé une procédure spéciale sur le triaxial cyclique pour cette étude. L'idée est de faire subir un échantillon, initialement à l'état non saturé, de faibles chargements cycliques. Des mesures de variation de volume sont effectuées par l'intermédiaire du capteur différentiel. En supposant que la teneur en eau reste constante, on pourra ainsi calculer la variation du volume nécessaire pour atteindre la saturation. Cette phase est appelée « phase d'écrasement de pores ». Ensuite vient la phase de saturation des tuyaux de communication entre l'échantillon et les drainages, suivie de la phase de liquéfaction. Pour se faire, deux procédés ont été utilisés : le premier a consisté en l'utilisation du *Kerdane* pour le remplissage des canalisations, qui n'a pas été adopté finalement à cause des difficultés liées à la manipulation, le deuxième a consisté à modifier l'embase inférieure de la cellule triaxiale afin d'utiliser l'eau comme fluide de remplissage. Les résultats du dernier étaient prometteurs et ont montré la possibilité d'aller, d'une façon expérimentale, à des teneurs en eau assez élevées, proche de celle de saturation.

La procédure de la méthode a été déjà présentée dans le chapitre précédent, paragraphe 2.2.3. Après que l'échantillon est humidifié et porté à la teneur en eau voulue, il est placé dans la cellule et comprimé avec une charge isotrope de 25 kPa avec drainage ouvert. Ensuite, l'application de charges cycliques se fait par palier et par un intervalle de temps de 24 heures



après la stabilisation de la variation de volume ( si l'évolution de la consolidation continue, le temps est augmenté d'un jour). Le chargement s'arrête une fois la variation de volume correspondante est obtenue. Après la phase d'écrasement de pores, on fait circuler de l'eau désaérée, par gravité, pour saturer les canalisations de drainage. Ensuite on ferme les drainages et on lance l'essai de liquéfaction.

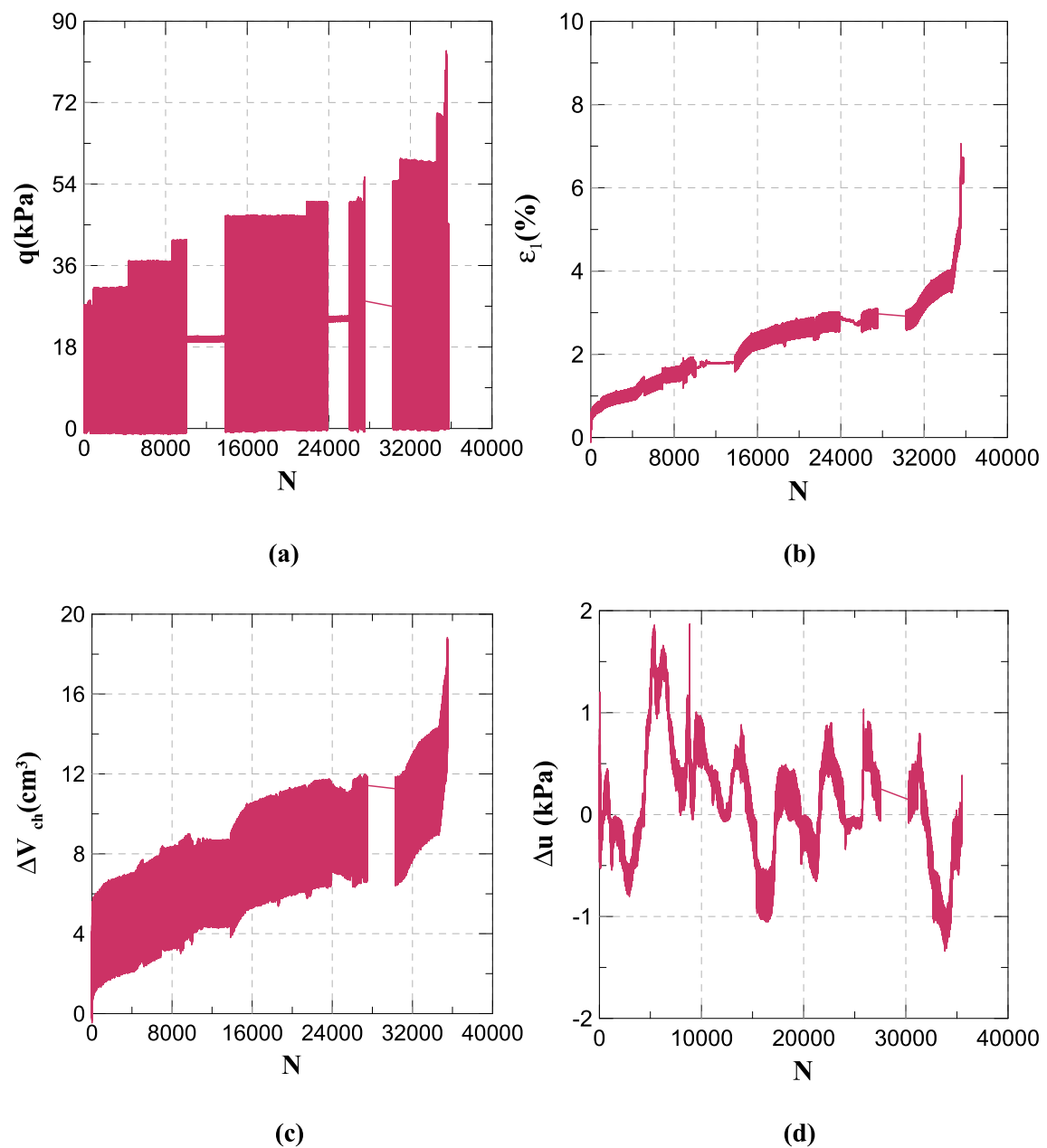
Les charges appliquées devrait être inférieures ou égales à 20 kPa qui représente la charge appliquée par le train et le poids des terres (valeur déterminée à partir des simulations par éléments finis, rapport Geodynamics SNCF, 2000). Or les essais « tests » qu'on a réalisés ont montré une stabilisation des déformations après 48 heures de chargement sous 20 kPa. Ceci nous a amené à appliquer des charges plus importantes afin d'atteindre la variation de volume nécessaire pour la saturation de l'échantillon.

Pour étudier l'effet de la variation de l'état hydrique du sol et de l'endommagement sur la variation de la résistance à la liquéfaction de ces lœss, différentes teneurs en eau ont été considérées. On présentera dans la suite les résultats de quelques essais à des teneurs en eau importantes et on finira par la présentation des courbes de résistance à la liquéfaction correspondantes. Les résultats ont montré que plus la teneur en eau initiale est faible, plus le sol est résistant à la liquéfaction après son endommagement.

**Tableau 3-4: Programme d'essais de liquéfaction après écrasement de pores**

Teneur en eau initiale (%)		$\Delta V(cm^3)$	$Sr(\%)$	$\sigma'_c(kPa)$	$e$
30	Essai N°1	37,1	99	25	0,841
	Essai N°2	49	99		0,84
	Essai N°3	31	99		0,843
32,2	Essai N°1	18,5	99	25	0,873
	Essai N°2	33,5	99		0,874
	Essai N°3	27	99		0,87
33	Essai N°1	16,4	94	25	0,891
	Essai N°2	14,3	95		0,894
	Essai N°3	17,1	94		0,893
34	Essai N°1	10	92	25	0,90
	Essai N°2	13,1	94		0,898
	Essai N°3	17	91		0,895

On présente au tableau 3-3 l'état des échantillons après leur phase d'endommagement. Les teneurs en eau considérées sont 30%; 32,2%; 33% et 34% respectivement. L'humidification a été réalisée par ajout d'eau à travers une pipette sur du papier filtre posé sur l'échantillon. L'indice des vides initial mesuré est de 0,94. Comme le montre le tableau, les degrés de saturation atteints varient entre 99% pour les sols les moins humides et 91% pour les sols à 34% de teneur en eau. Ceci est principalement dû au fait que les échantillons à des teneurs en eau proches de celle de saturation sont délicats à manipuler et qu'une longue durée d'endommagement risque de les effondrer. Ainsi, le chargement a été arrêté avant d'atteindre la variation de volume calculée. On remarque aussi que la variation de l'indice des vides diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. Elle est de l'ordre de 4% pour les échantillons humidifiés à 34% et de 10% pour les échantillons humidifiés à 30%. Dû à un accident informatique, on a perdu quelques fichiers mais les données et les résultats étaient retenus et présentés aux tableaux 3-3 et 3-4. Ainsi, quelques graphes seront présentés par la suite.

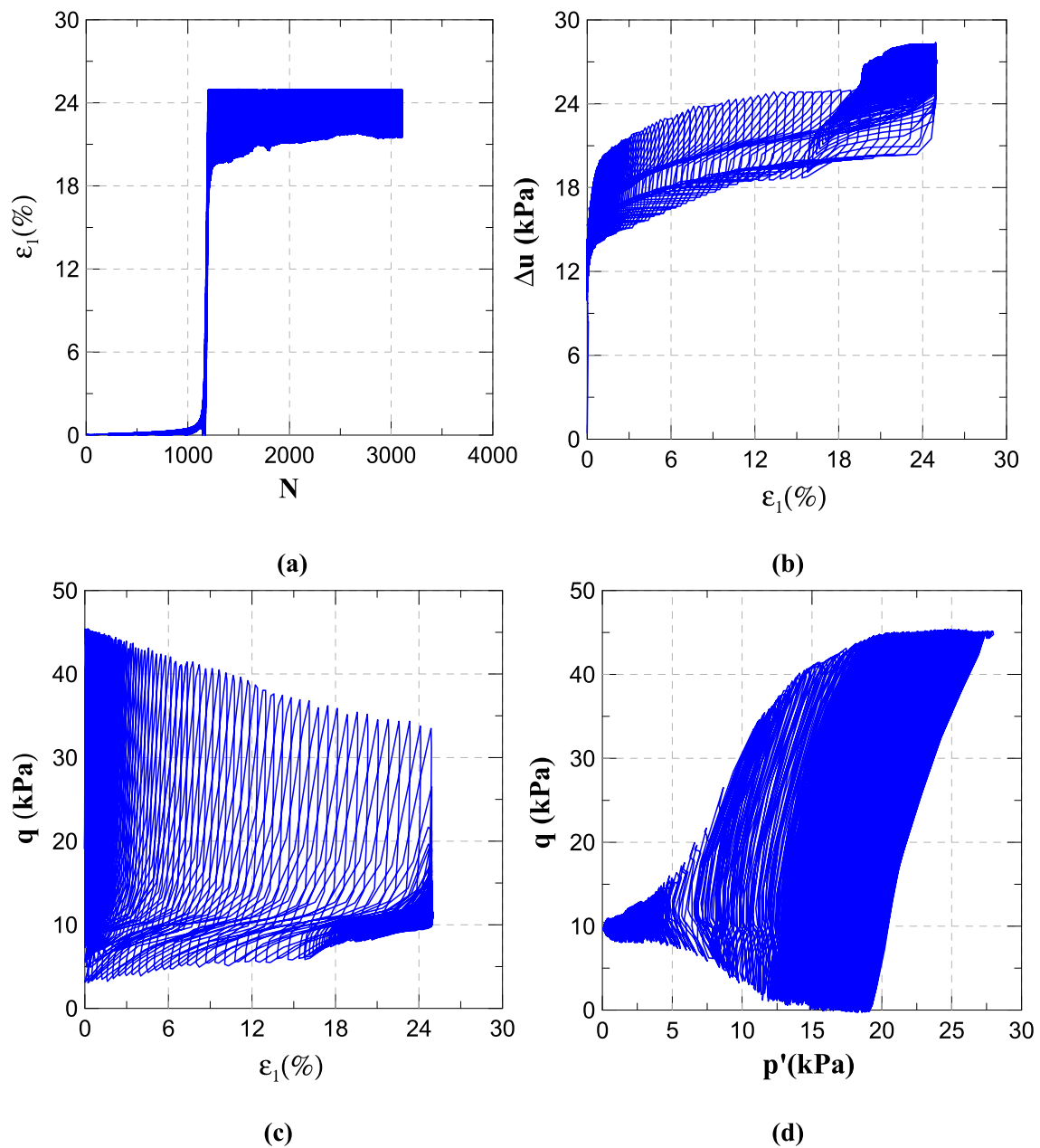


**Phase d'écrasement de pores**  
**Essai N° 1 :  $w_0=32,2\%$**

**Figure 3-15 :**Présentation des résultats de la phase d'écrasement de pores pour le sol à 2,20m à  $w=32,2\%$   
 (a) Incréments de déviateur en fonction du nombre de cycles (b) Variation de la déformation axiale en fonction du nombre de cycles (c) Variation du volume de l'échantillon en fonction du nombre de cycles (d) Variation de la pression interstitielle avec le nombre de cycles

Sur la figure 3-15 est présenté le résultat de l'essai n°1 pendant la phase d'écrasement de pores. Dans cet essai, on part d'un état hydrique de 32,2%. La variation de volume nécessaire à la saturation de l'échantillon est de 18,5 cm³ soit de 3,4%. La déformation axiale

correspondante est de 6,7%. La variation de la pression interstitielle est quasi nulle, ce qui est normal sachant que le drainage est ouvert dans cet essai.

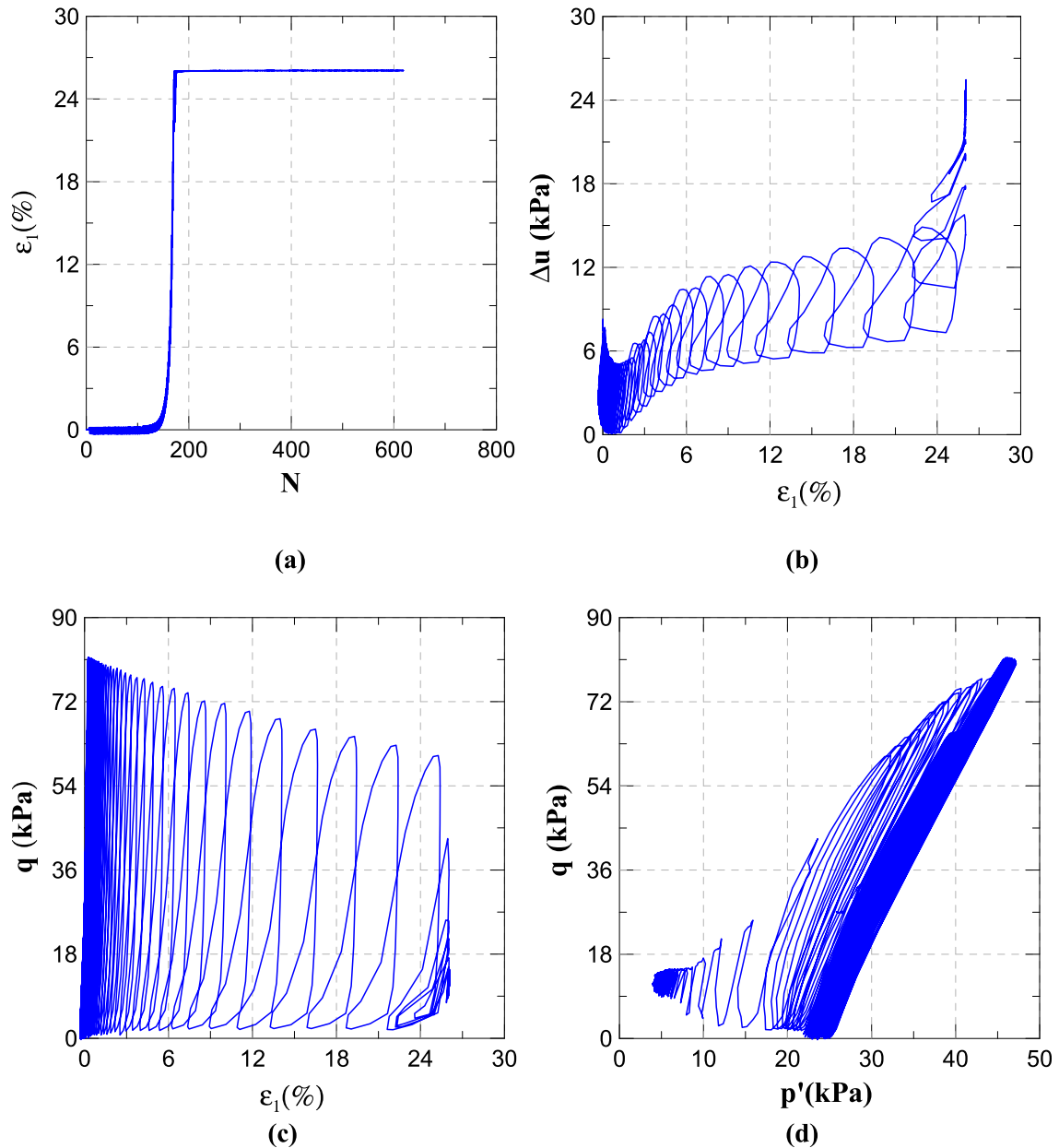


**Phase de liquéfaction**  
**Essai N° 1 :  $w_0=32,2\%$**

**Figure 3-16:Présentation des résultats des essais de liquéfaction pour le sol à 2,20m (a) Déformation axiale en fonction du nombre de cycles (b) Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale (c) Déviateur cyclique en fonction de la déformation axiale (d) Déviateur en fonction de la contrainte moyenne**

Pour la phase de liquéfaction, on présente les résultats dans les quatre plans classiques (figure 3-16). Les résultats concèdent nos soupçons par une augmentation de la pression interstitielle

jusqu'à 25 kPa, qui est la pression de confinement. L'échantillon s'est liquéfié en 1100 cycles sous un déviateur cyclique de 45 kPa.

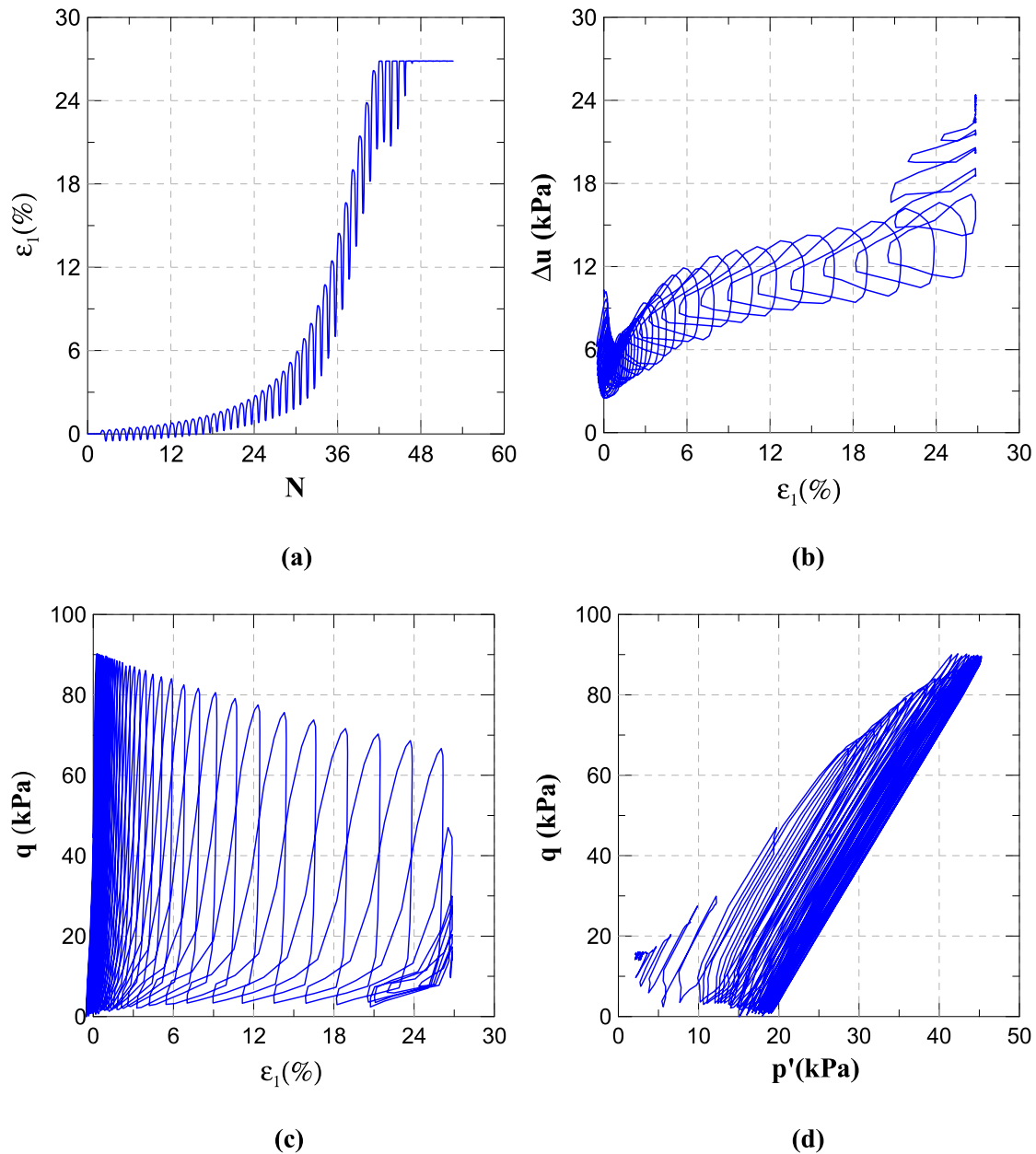


### Phase de liquéfaction

#### Essai N° 2 : $w_0=32,2\%$

Figure 3-17: Présentation des résultats des essais de liquéfaction pour le sol à 2,20m (a) Déformation axiale en fonction du nombre de cycles (b) Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale (c) Déviateur cyclique en fonction de la déformation axiale (d) Déviateur en fonction de la contrainte moyenne

Le deuxième essai de liquéfaction réalisé sous un déviateur cyclique de 80 kPa, a montré que l'échantillon s'est liquéfié après 33 cycles (figure 3-17). La phase d'écrasement des pores correspondait à une variation de volume de  $33,5 \text{ cm}^3$ , soit 6,22%.

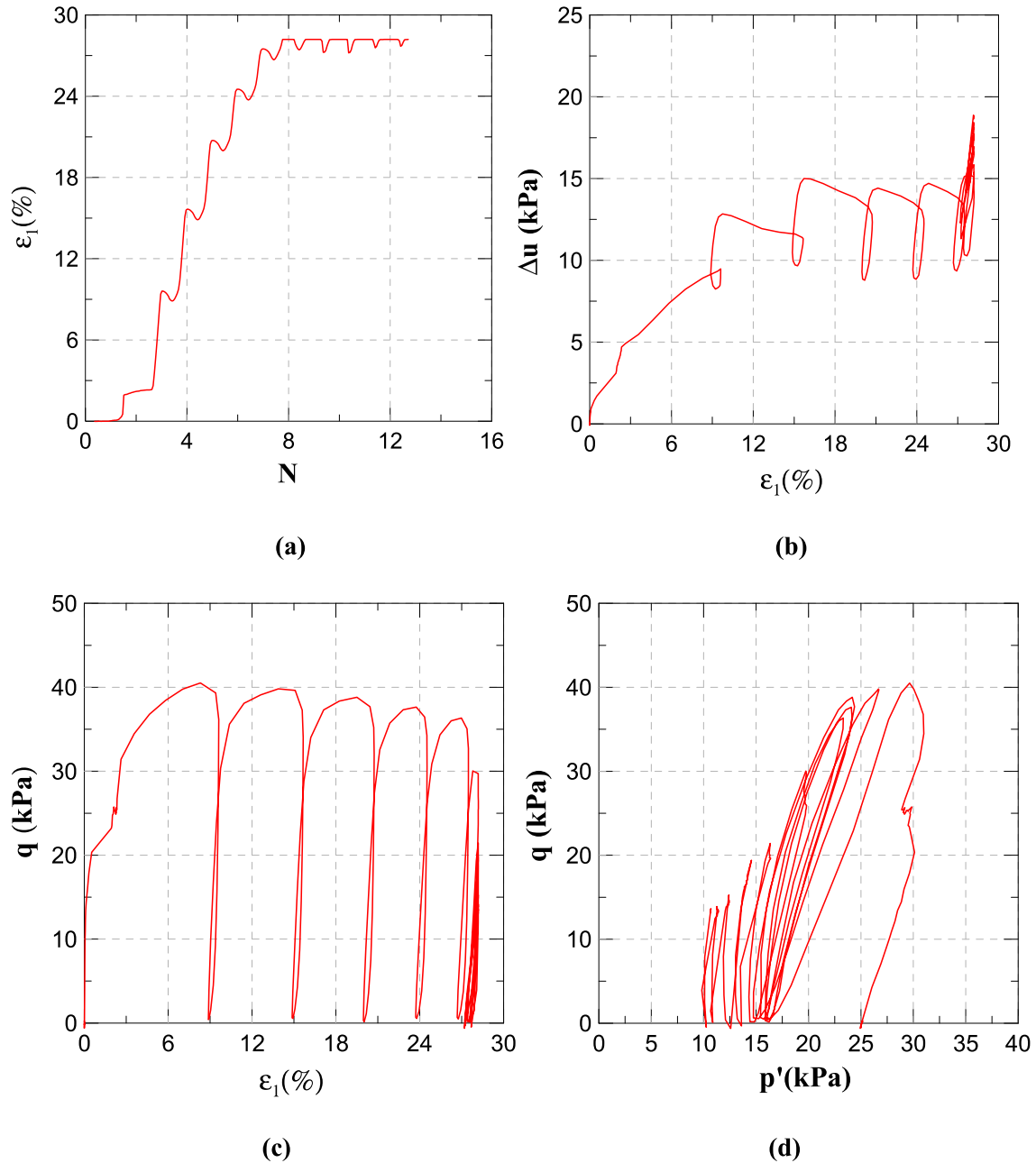


### Phase de liquéfaction

### Essai N° 3 : $w_0=32,2\%$

Figure 3-18: : Présentation des résultats des essais de liquéfaction pour le sol à 2,20m (a) Déformation axiale en fonction du nombre de cycles (b) Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale (c) Déviateur cyclique en fonction de la déformation axiale (d) Déviateur en fonction de la contrainte moyenne

Le troisième essai de liquéfaction réalisé sous un déviateur cyclique de 90 kPa, a montré que l'échantillon s'est liquéfié après 19 cycles (figure 3-18). La phase d'écrasement des pores correspond à une variation de volume de  $27 \text{ cm}^3$ , soit 5%.

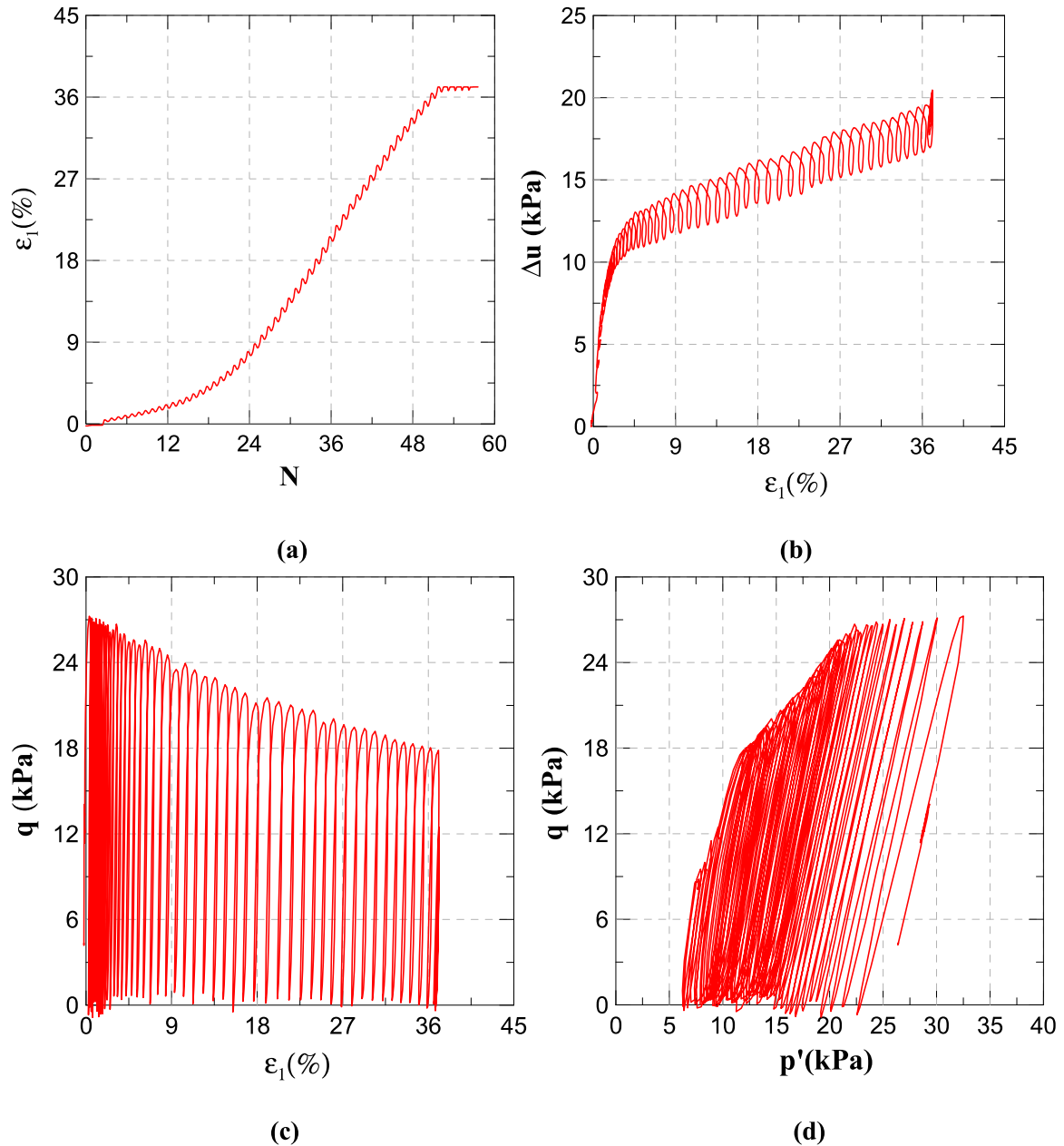


### Phase de liquéfaction

#### Essai N° 1 : $w_0=33\%$

Figure 3-19: Présentation des résultats des essais de liquéfaction pour le sol à 2,20m (a) Déformation axiale en fonction du nombre de cycles (b) Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale (c) Déviateur cyclique en fonction de la déformation axiale (d) Déviateur en fonction de la contrainte moyenne

Pour la teneur en eau  $w_0=33\%$ , le premier essai de liquéfaction réalisé sous un déviateur cyclique de 40 kPa, a montré que l'échantillon s'est liquéfié après 2 cycles (figure 3-19). La phase d'écrasement des pores correspond à une variation de volume de  $16,4 \text{ cm}^3$ , soit 3%.

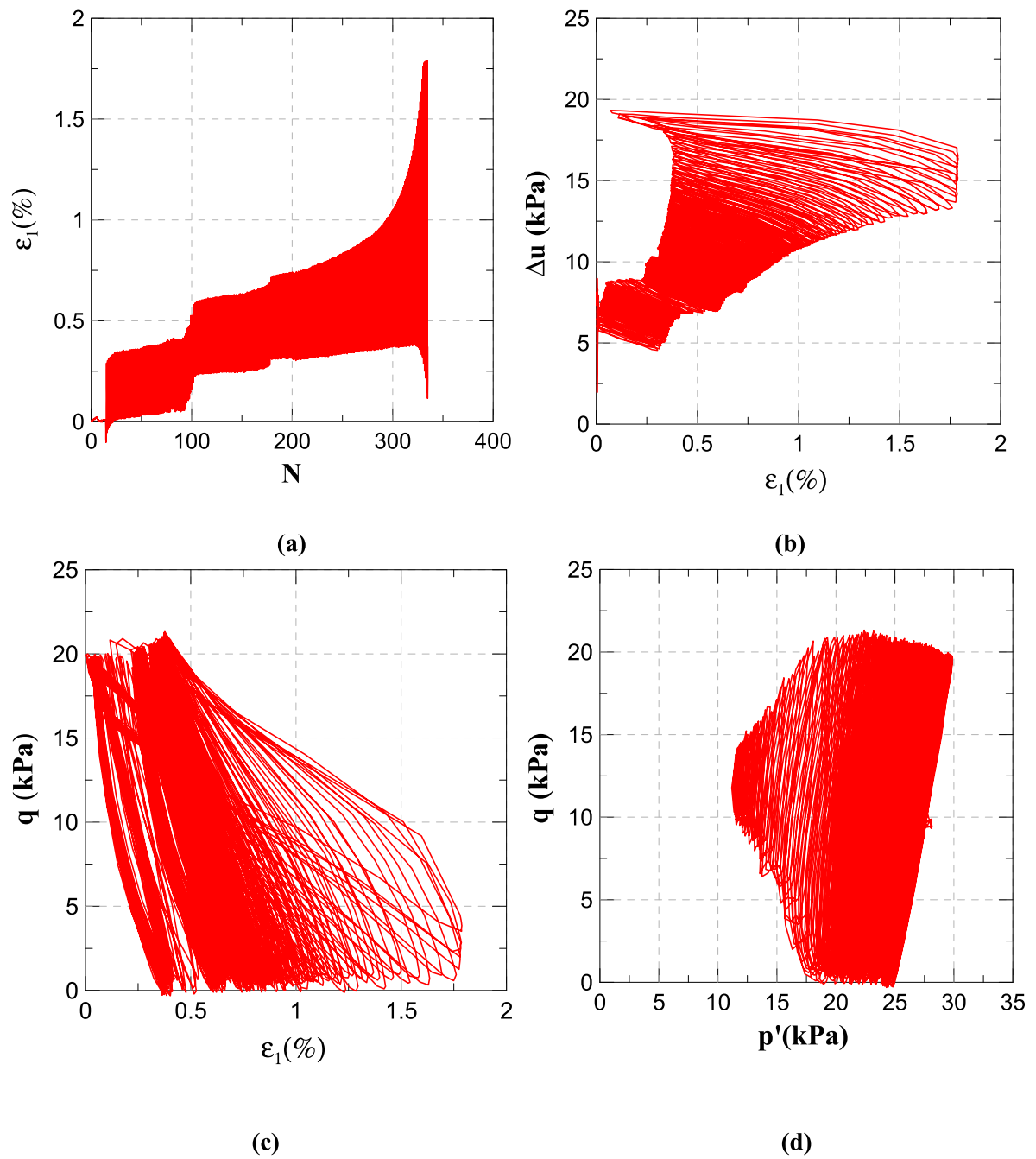


### Phase de liquéfaction

#### Essai N° 2 : $w_0=33\%$

Figure 3-20: Présentation des résultats des essais de liquéfaction pour le sol à 2,20m (a) Déformation axiale en fonction du nombre de cycles (b) Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale (c) Déviateur cyclique en fonction de la déformation axiale (d) Déviateur en fonction de la contrainte moyenne





### Phase de liquéfaction

Essai N° 3 :  $w_0=33\%$

Figure 3-21: Présentation des résultats des essais de liquéfaction pour le sol à 2,20m (a) Déformation axiale en fonction du nombre de cycles (b) Variation de la pression interstitielle en fonction de la déformation axiale (c) Déviateur cyclique en fonction de la déformation axiale (d) Déviateur en fonction de la contrainte moyenne

Le deuxième essai de liquéfaction réalisé sous un déviateur cyclique de 40 kPa, a montré que l'échantillon s'est liquéfié après 13 cycles (figure 3-20). La phase d'écrasement des pores correspond à une variation de volume de 14,3 cm<sup>3</sup>, soit 2,65%.

Le troisième essai de liquéfaction réalisé sous un déviateur cyclique de 22,5 kPa, a montré que l'échantillon s'est liquéfié après 315 cycles (figure 3-21). La phase d'écrasement des pores correspond à une variation de volume de 17,1 cm<sup>3</sup>, soit 3,1%.

On récapitule dans le tableau 3-3 ci-dessous quelques conclusions déduites à partir de ces essais de liquéfaction, notamment la résistance à la liquéfaction calculée comme le rapport des contraintes de cisaillement cycliques sur la contrainte de confinement effective.

**Tableau 3-5: Evaluation de la résistance à la liquéfaction à partir d'un état non saturé du sol**

Teneur en eau initiale (%)	Phase de liquéfaction		
	$q_{cyc}$ (kPa)	$N_{liq.}$ (cycles)	$\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_c} = \frac{q_{max}}{2\sigma'_c}$
<b>30</b>	45	1500	0,9
	78	118	1,56
	95	38	1,9
<b>32,2</b>	45	1100	0,9
	80	33	1,6
	90	19	1,8
<b>33</b>	22,5	315	0,45
	27,5	13	0,55
	40	2	0,8
<b>34</b>	9,5	110	0,19
	12,5	30	0,25
	15	4	0,3

Sur la courbe 3-22, on présente les courbes de résistance à la liquéfaction obtenues par la technique « d'écrasement de pores ». Comme le montre la figure, cette résistance diminue avec l'augmentation de la teneur en eau. Le taux de résistance cyclique est supérieur à 1 pour des teneurs en eau inférieures à 33% et est inférieur à 1 pour des teneurs en eau plus importantes. Ceci peut être expliqué par le fait que plus la teneur en eau du sol est faible, plus

le nombre de cycles nécessaire pour éliminer les pores est important, donc plus le sol est dense et par conséquent plus résistant.

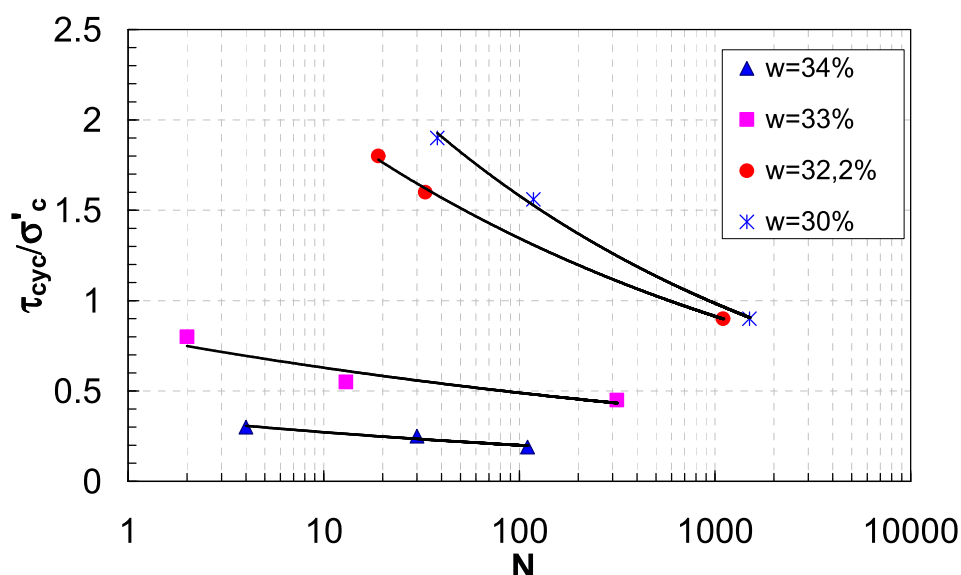


Figure 3-22 : Courbes de résistance à la liquéfaction à partir d'un état proche de la saturation

### 3.7 – Essai d'endommagement au MTS

L'endommagement cyclique du sol ou la variation des déformations avec le nombre de cycles est étudié à l'aide de la presse MTS 100 kN dont l'avantage est la possibilité d'appliquer de hautes fréquences. On s'intéresse dans cette étude à l'effet de la teneur en eau et de la fréquence appliquée. Les présentations de la presse et de la procédure d'essai ont été faites dans le chapitre 2. Les résultats des essais d'endommagement seront présentés dans un format quadratique composés de deux graphes  $\sigma_v / t$  et  $\varepsilon_1 / t$  représentant dans un premier temps l'approche et la rampe suivie pour atteindre la force statique de 45 kPa, et deux graphes  $\sigma_v / t$  et  $\varepsilon_1 / N$  représentant les charges cycliques d'amplitude de  $\pm 10$  kPa correspondant à un chargement cyclique de 35-55 kPa. Le nombre de cycles appliqué pour une fréquence donnée, est de l'ordre de 1 million.

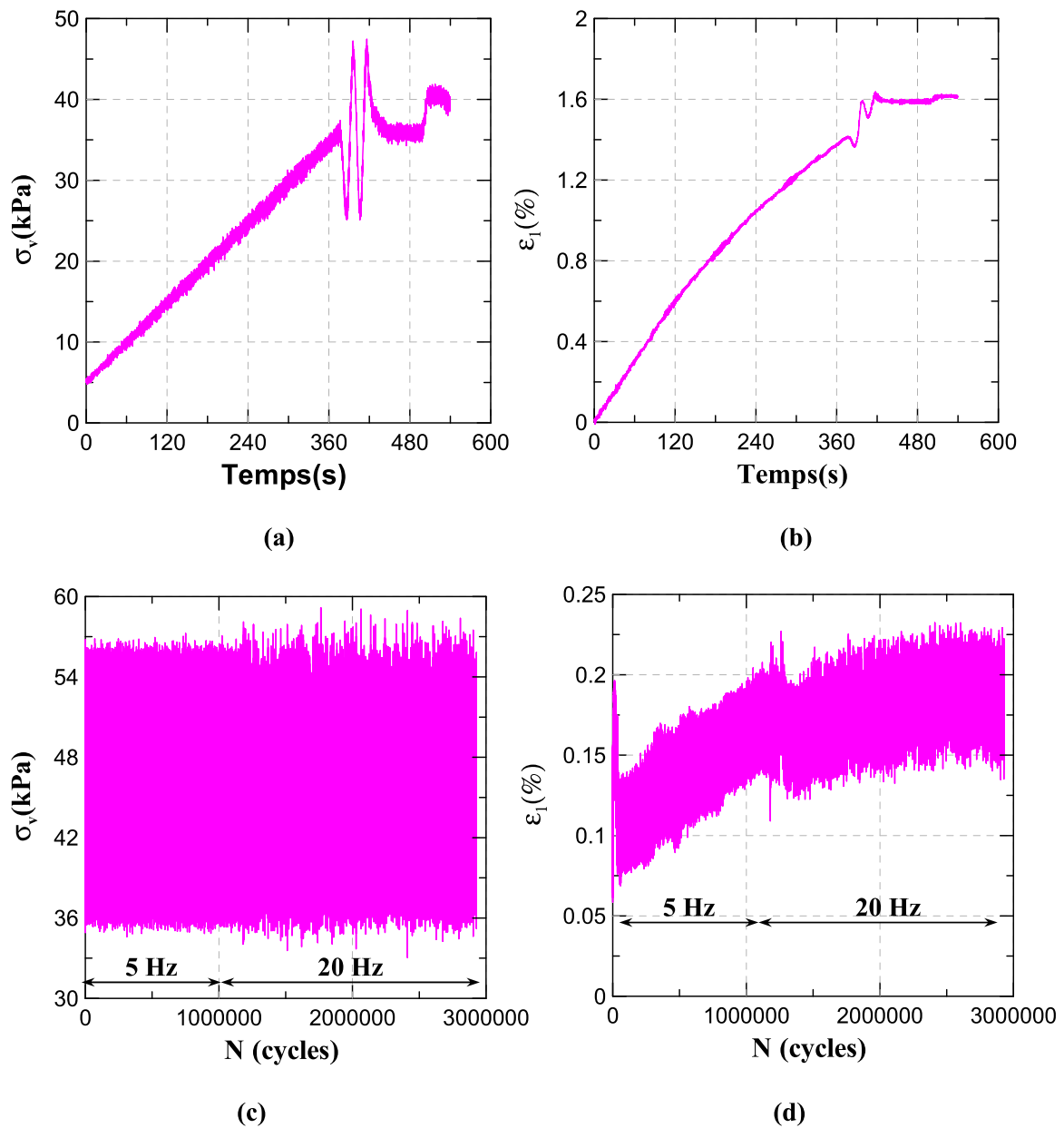
L'essai d'endommagement a été réalisé sur les sols 1,20m; 3,50m et 4,90m. Deux teneurs en eau ont été considérées avec deux fréquences de chargement consécutifs (5 et 20 Hz) pour les sols 1,20m et 4,90m et trois fréquences de chargement consécutives (5, 10 et 20 Hz) pour le

sol à 3,50m. Les trois sols ont été séchés à 10% et humidifiés à 23% pour le sol 1,20m, et à 25% pour les sols 3,50m et 4,90m. Le séchage est fait à l'air suivi par le carottage de l'échantillon alors que l'humidification est faite par vaporisation de l'eau sur un échantillon déjà carotté. Les résultats des essais sont présentés sur les figures 3-23 à 3-28.

Ces résultats montrent que l'effet de la teneur en eau dans le cas d'un chargement cyclique à haute fréquence est clairement mis en évidence : l'échantillon plus humide présente un plus grand endommagement avec un taux de déformation plus élevé (la pente de la courbe à  $w=23\%$  est plus importante et ceci quelque soit la fréquence). En revanche, le rôle de la fréquence sur l'endommagement et sur l'amplitude de la réponse du sol ne semble pas clair. Il semblerait que l'amplitude des déformations soit légèrement plus grande quand on passe à la haute fréquence de 20 Hz.

On a également étudié l'ordre des fréquences appliquées pour une même teneur en eau . Aucune différence n'a été observée suite à l'application des fréquences croissantes ou bien décroissantes (figures 3-29 à 3-32).

Sur la figure 3-23, on présente les résultats des essais d'endommagement réalisés sur le sol 1,20m séché à 10%. L'ordre des fréquences appliquées est 5 et 20 Hz respectivement. On observe que la déformation axiale a augmenté de 0,1% après 1 million de cycles sous 5 Hz, alors que la pente semble se stabiliser après 1 million de cycles sous 20 Hz. Quant à l'amplitude des déformations, elle semble augmenter avec la fréquence. Sur la figure 3-24, on présente les résultats des essais réalisés sur le sol 1,20m humidifié à 23%. On peut observer que l'ordre des déformations axiales est plus important par rapport au cas précédent : il est de l'ordre de 1,4% pour le sol humide et de 0,2% pour le sol sec. En revanche, l'évolution des déformations ne semble pas se stabiliser après 2 millions de cycles.

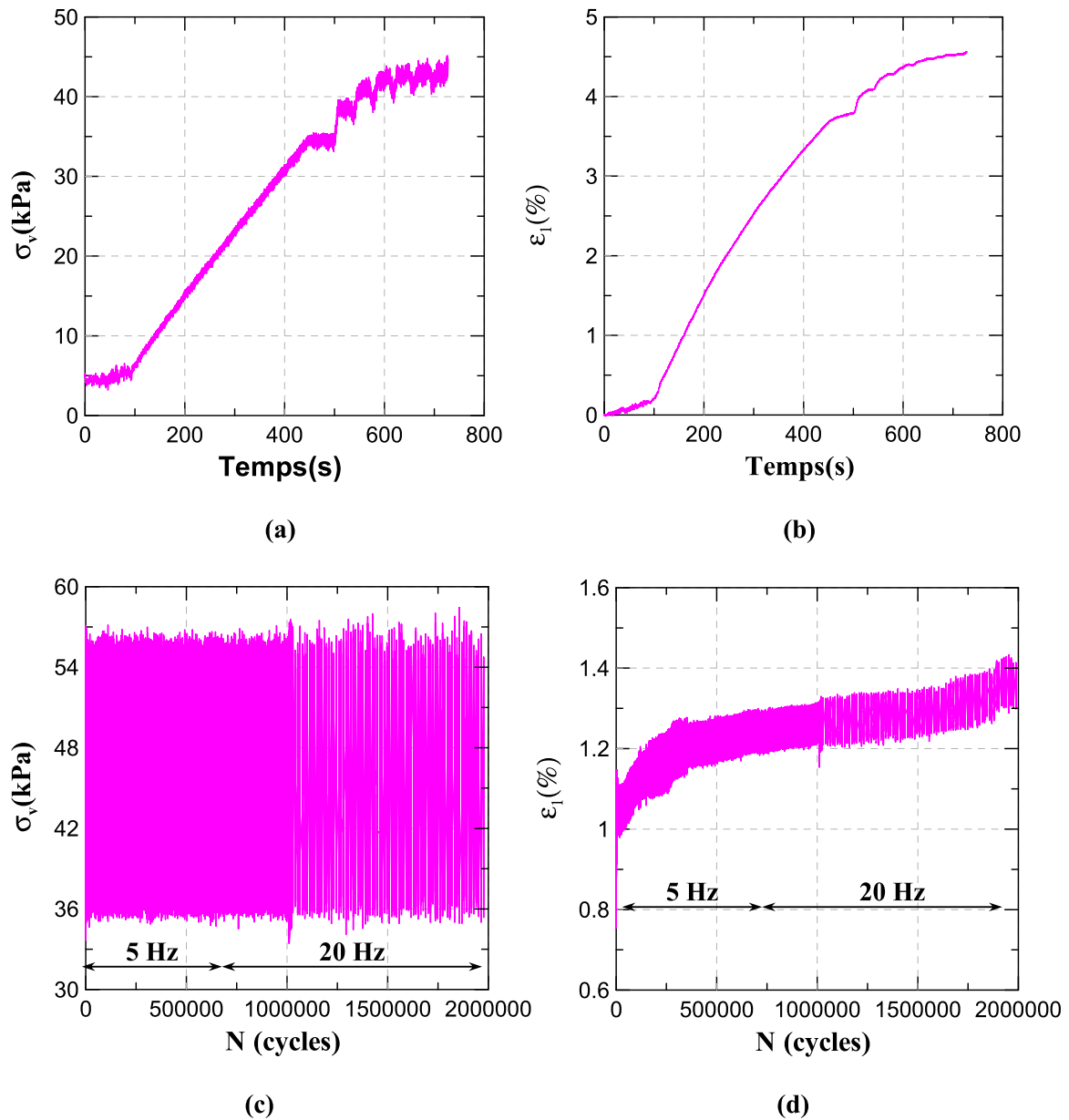


**Essai d'endommagement au MTS**  
**Sol 1,20m**  
 **$w=10\%$  ;  $f=5$  et 20 Hz**

Figure 3-23 : Résultats de l'essai d'endommagement réalisé sur le sol 1,20m à  $w=10\%$  et à deux fréquences 5 et 20 Hz (a) Approche du vérin (b) Déformations axiales lors de l'application du piston (c) Chargement cyclique (d) Evolution des déformations pendant le chargement

Sur la figure 3-25, on présente les résultats des essais d'endommagement réalisés sur le sol 3,50m séché à 10%. L'ordre des fréquences appliquées est 5, 10 et 20 Hz respectivement. Dans ce cas aussi, on observe que l'évolution de la déformation axiale semble se stabiliser

après 3 millions de cycles. Une légère augmentation de l'amplitude des déformations est aussi observée.

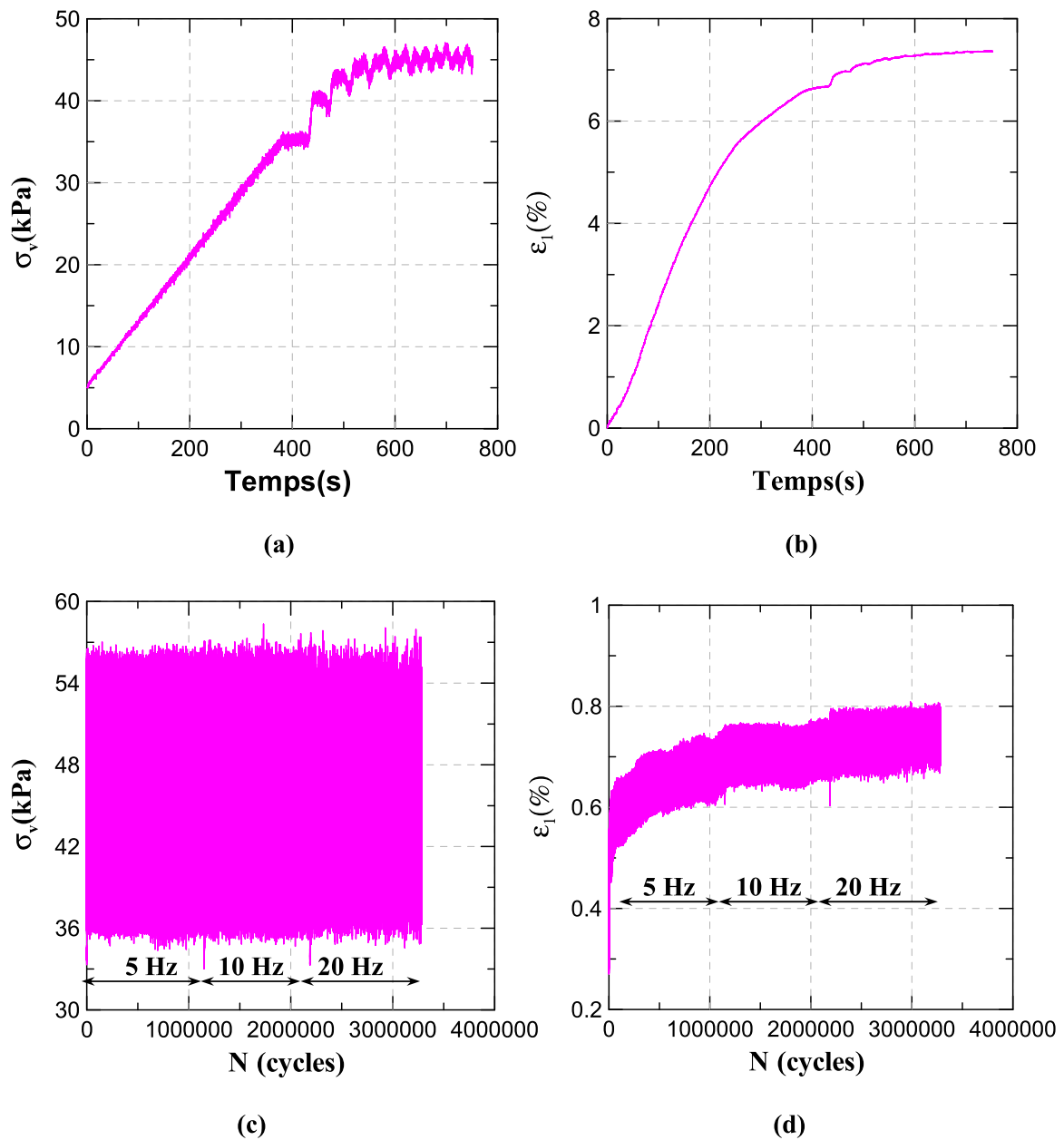


Essai d'endommagement au MTS

Sol 1,20m

$w=23\%$  ;  $f=5$  et 20 Hz

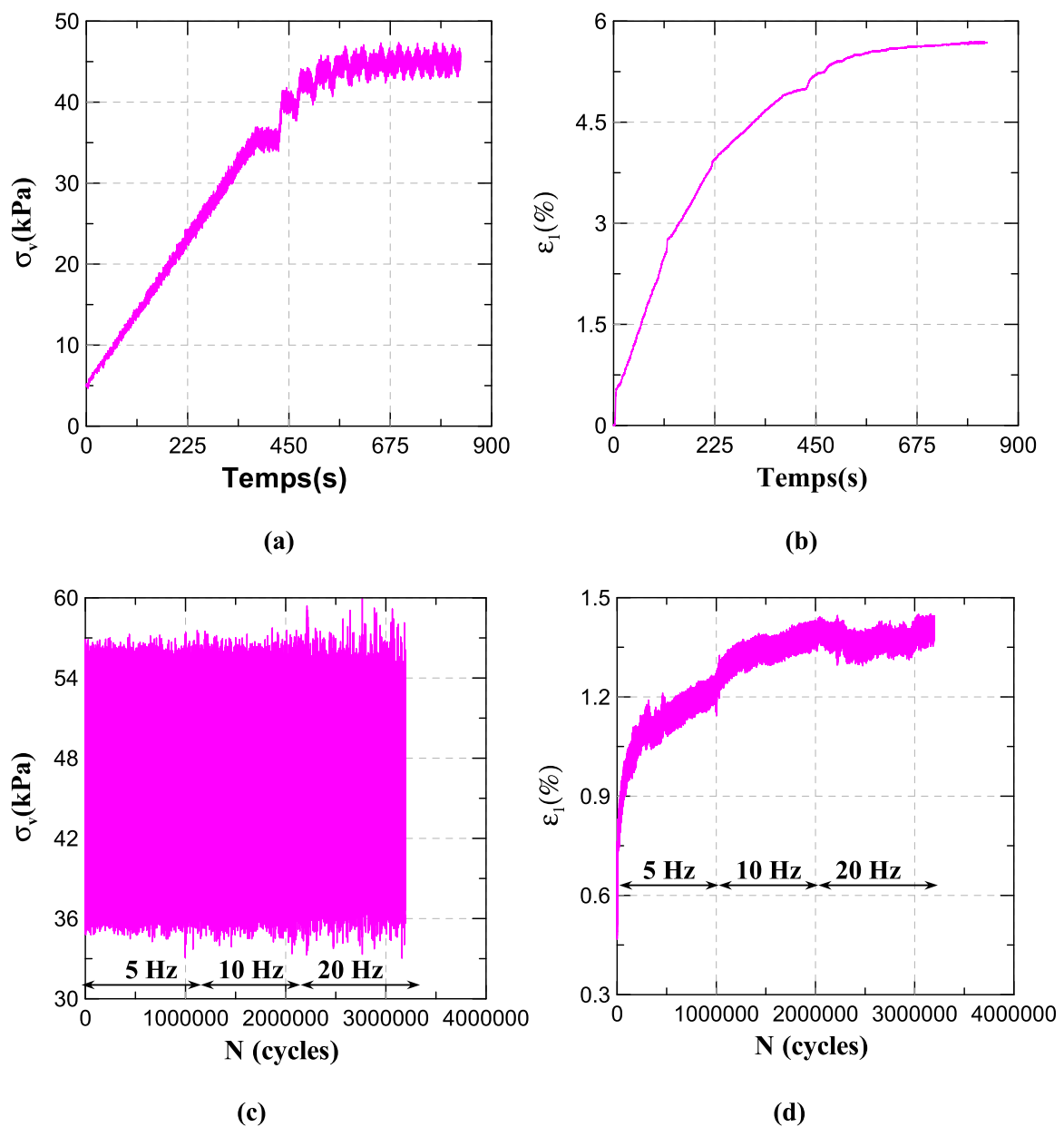
Figure 3-24: : Résultats de l'essai d'endommagement réalisé sur le sol 1,20m à  $w=23\%$  et à deux fréquences 5 et 20 Hz (a) Approche du vérin (b) Déformations axiales lors de l'application du piston (c) Chargement cyclique (d) Evolution des déformations pendant le chargement



**Essai d'endommagement au MTS**  
**Sol 3,50m**  
 **$w=10\%$  ;  $f=5, 10$  et  $20$  Hz**

Figure 3-25: : Résultats de l'essai d'endommagement réalisé sur le sol 3,50m à  $w=10\%$  et à deux fréquences 5 et 20 Hz (a) Approche du vérin (b) Déformations axiales lors de l'application du piston (c) Chargement cyclique (d) Evolution des déformations pendant le chargement

Sur la figure 3-26, on présente les résultats des essais réalisés sur le sol 3,50m humidifié à 25%. On peut aussi observer que l'ordre des déformations axiales a augmenté par rapport au cas précédent : il a passé de 0,75% à 1,45%. En revanche, l'évolution des déformations semble se stabiliser après 3 millions de cycles.



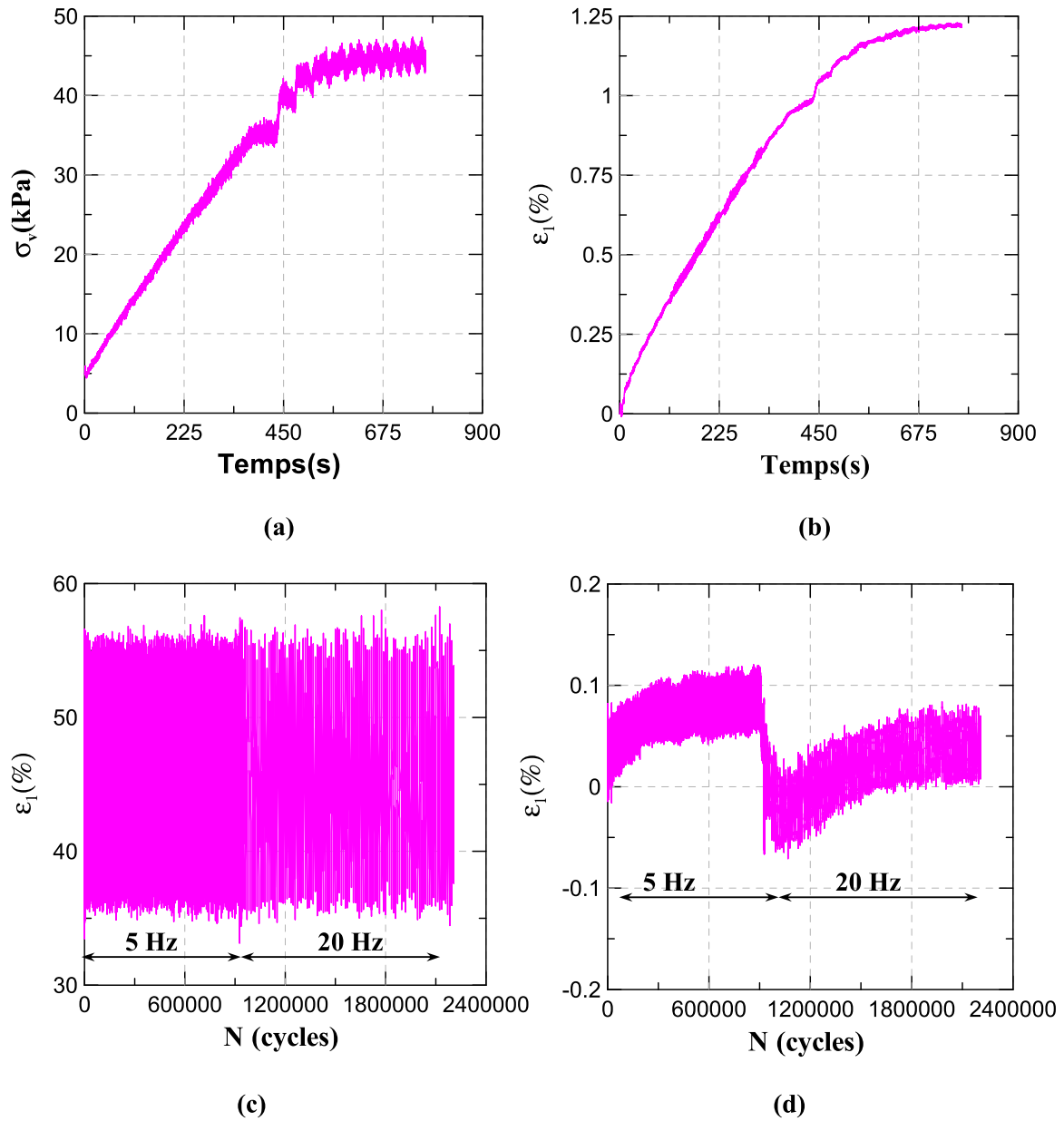
**Essai d'endommagement au MTS**  
**Sol 3,50m**  
 **$w=25\%$  ;  $f=5, 10$  et  $20$  Hz**

Figure 3-27: : Résultats de l'essai d'endommagement réalisé sur le sol 3,50m à  $w=25\%$  et à deux fréquences 5 et 20 Hz (a) Approche du vérin (b) Déformations axiales lors de l'application du piston (c) Chargement cyclique (d) Evolution des déformations pendant le chargement

Sur la figure 3-27, on présente les résultats des essais d'endommagement réalisés sur le sol 4,90m séché à 10%. L'ordre des fréquences appliquées est de 5 et 20 Hz respectivement. Un accident technique a dû survenir au moment de changement de fréquence. Dans ce cas aussi,



on observe que l'évolution de la déformation axiale semble se stabiliser après 2 millions de cycles avec une légère augmentation dans l'amplitude.

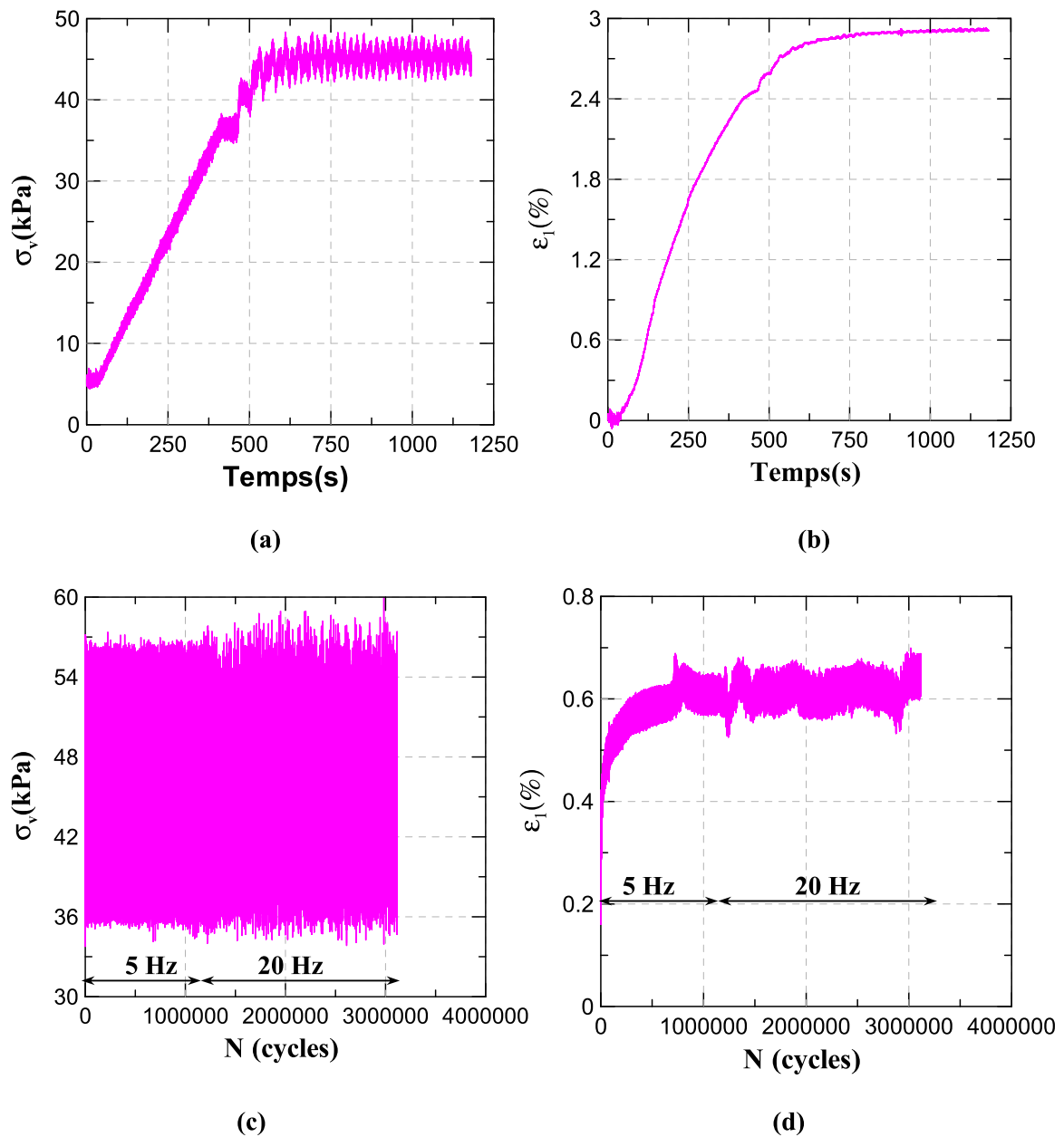


### Essai d'endommagement au MTS

Sol 4,90m

$w=10\%$  ;  $f=5$  et 20 Hz

Figure 3-27: : Résultats de l'essai d'endommagement réalisé sur le sol 4,90m à  $w=10\%$  et à deux fréquences 5 et 20 Hz (a) Approche du vérin (b) Déformations axiales lors de l'application du piston (c) Chargement cyclique (d) Evolution des déformations pendant le chargement



**Essai d'endommagement au MTS**  
**Sol 4,90m**  
 **$w=25\%$  ;  $f=5$  et 20 Hz**

Figure 3-28: : Résultats de l'essai d'endommagement réalisé sur le sol 4,90m à  $w=25\%$  et à deux fréquences 5 et 20 Hz (a) Approche du vérin (b) Déformations axiales après l'application du piston (c) Chargement cyclique (d) Evolution des déformations pendant le chargement

Sur la figure 3-28, on présente les résultats des essais réalisés sur le sol 4,90m humidifié à 25%. On peut aussi observer que l'ordre des déformations axiales a augmenté par rapport au cas précédent : il a passé de 0,15% à 0,65%. En revanche, l'évolution des déformations semble se stabiliser après 2 millions de cycles.

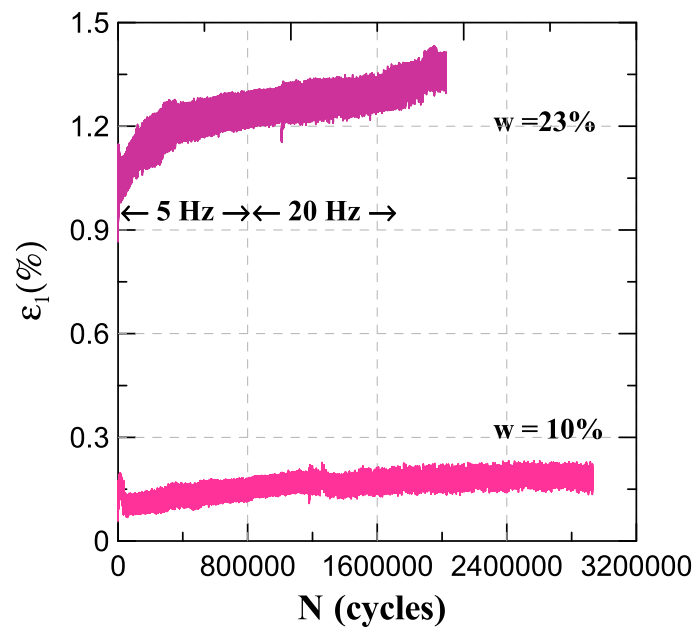


Figure 3-29: Effets de la teneur en eau et de la fréquence sur l'endommagement du sol à 1,20m

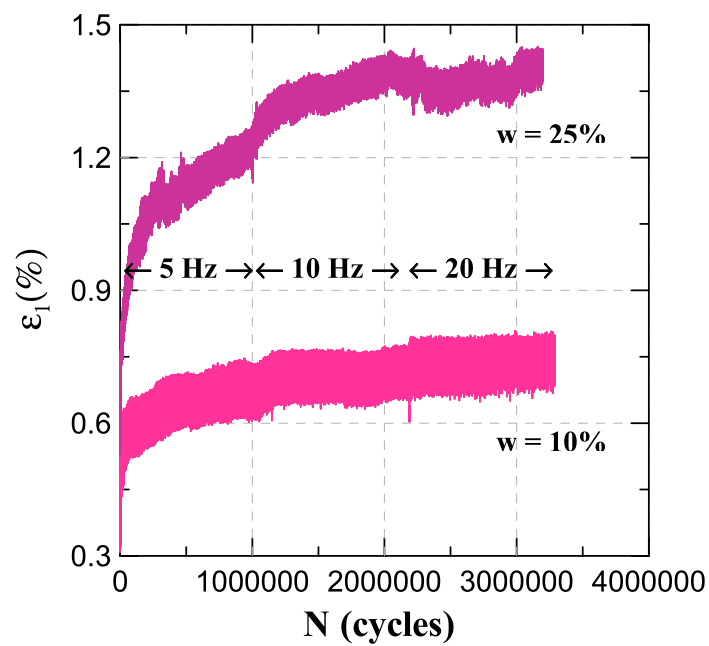


Figure 3-30: Effets de la teneur en eau et de la fréquence sur l'endommagement du sol à 3,50m

Sur les figures 3-29 à 3-31, on compare les effets de l'eau et de la fréquence en traçant les courbes d'endommagement ensemble, à l'état sec et humide. Les trois graphes montrent

clairement qu'avec l'augmentation de la teneur en eau, l'endommagement est beaucoup plus important. Il peut atteindre les 1,4% comme dans le cas du sols 1,20m et 3,50m.

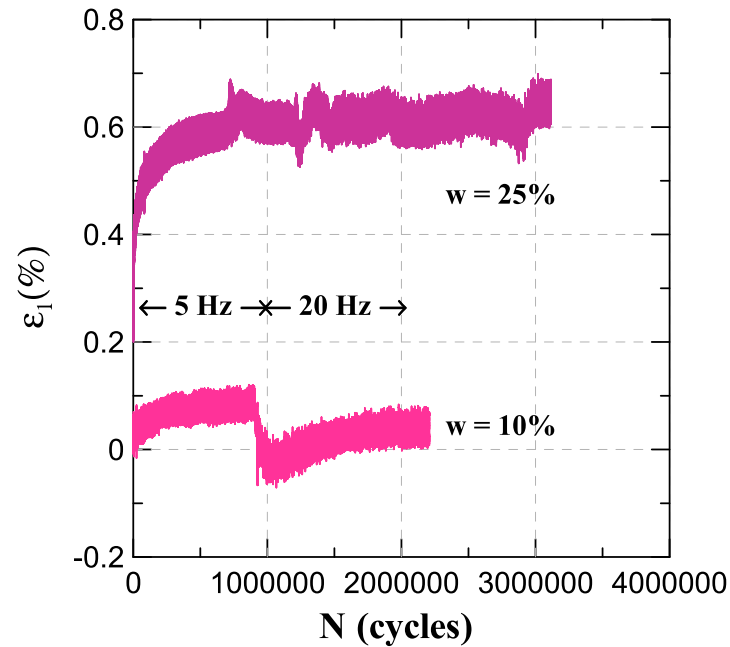


Figure 3-31 : Effets de la teneur en eau et de la fréquence sur l'endommagement du sol à 4,90m

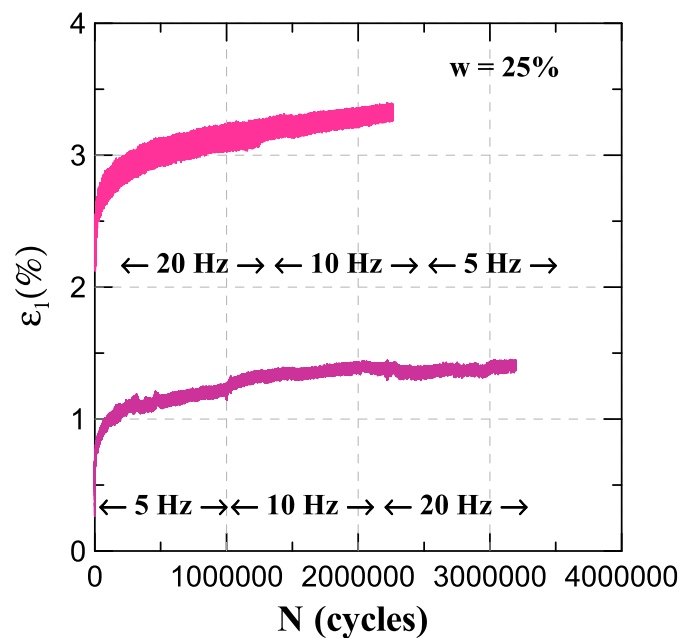


Figure 3-32: Effets de la teneur en eau avec un ordre de fréquences inversé (20-10-5 Hz) sur l'endommagement du sol à 3,50m

Quand à la fréquence, son effet n'est pas très clair : la déformation axiale a tendance à augmenter avec la fréquence pour se stabiliser après quelques millions de cycles et ceci quelque soit la teneur en eau. Il semblerait que l'amplitude des déformations, en revanche, augmente avec la fréquence. Sur la figure 3-32, on présente l'effet de la fréquence appliquée dans un ordre inversé (20-10-5Hz) pour une même teneur en eau dans le cas du sol 3,50m. Comme le montre la figure, l'ordre des déformations est plus important dans le cas d'application des fréquences (20-10-5Hz). L'amplitude diminue légèrement avec la diminution de la fréquence.

### 3.8 – Effet de la fréquence

Afin de mieux voir l'effet de la fréquence, les taux d'endommagement pour tous les essais sont évalués et présentés au tableau 3-4. On observe globalement que l'effet de la fréquence sur l'endommagement se résume en une augmentation de l'amplitude et une diminution du taux d'endommagement avec une augmentation de la fréquence, ce qui est d'autant plus vrai que la teneur en eau est faible. On note néanmoins que dans la gamme de fréquence étudiée, son effet est très faible à l'échelle macroscopique, mais les études au porosimètre à mercure réalisés sur des échantillons d'un sol endommagé montrent que cet effet n'est pas négligeable : une diminution de la porosité a été observée.

**Tableau 3-6 : Effet de la fréquence sur l'endommagement**

Sol	W(%)	f(Hz)	Variation de pente ou taux d'endommagement	Variation de l'amplitude
1,20m	10	5 – 20	Diminution 4,1 x 10-8 % ; 2,3x 10-8 %	Augmentation 0,0526 % ; 0,0737 %
	23	5 – 20	Sans 6,8 x 10-8 % ; 6 x 10-8 %	Légère Augmentation 0,0947 % ; 0,1052 %
3,50m	10	5 – 10 – 20	Légère diminution 4 x 10-8 % ; 0 % ; 1 x 10-8 % ; 1 x 10-8 %	Légère Augmentation 0,0841 % ; 0,0841 % ; 0,0999 %
	25	5 – 10 – 20	Diminution 12 x 10-8 % ; 7,8 x 10-8 % ; 2,7 x 10-8 %	Sans 0,0526 % ; 0,0526 % ; 0,0631 %
	25	20 – 10 – 5	Diminution 42,9 x 10-8 % ; 16,1 x 10-8 % ; 9,1 x 10-8 %	Diminution 0,01842 % ; 0,01842 % ; 0,131575%
4,90m	10	5 – 20	Sans 2,6 x 10-8 % ; 1,9 x 10-8 %	Légère Augmentation 0,0533 % ; 0,06 %
	25	5 – 20	Sans 2,5 x 10-8 % ; 2,2 x 10-8 %	Légère Augmentation +0,0666 % ; 0,08666 %

### 3.9 – Effet de la teneur en eau sur la compressibilité

Comme on a évoqué précédemment dans la présentation du protocole d'essai, on commence les essais au MTS par l'application d'une contrainte statique de 35 kPa (approche). Cette application se fait à une vitesse de chargement constante (rampe). Les enregistrements durant cette phase permettent d'étudier l'effet de la teneur en eau sur la compressibilité des sols.

Sur la figure 3-33 on présente la variation des déformations en fonction de la pression dans le plan  $\varepsilon_1 - \log \sigma_v$  pour le sol 1,20 m (idem pour les couches à 3,50 m et à 4,90 m). On observe clairement que plus la teneur en eau est importante, plus la pente est grande, c'est-à-dire plus le sol est compressible, ce qui est compatible avec les résultats classiques sur les sols non saturés. En effet, les essais à succion constante ont montré une augmentation de la compressibilité avec une diminution de la succion. Dans le cas de la teneur en eau constante, malgré la succion en diminution constante avec la compression (degré de saturation augmente à cause de la diminution de l'indice des vides), l'effet de la succion sur la compressibilité est clairement mis en évidence.

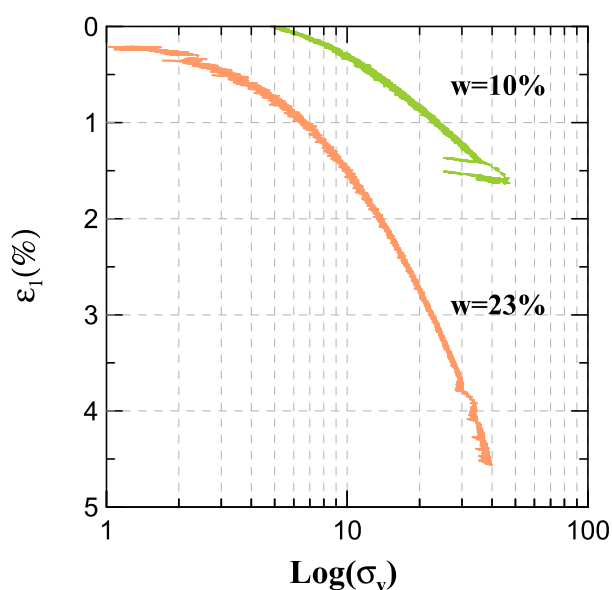


Figure 3-33 : Effet de la teneur en eau sur la compressibilité du sol 1,20 m

### 3.10 – Effet de l'endommagement sur la microstructure

Pour comprendre l'effet de l'endommagement sur la microstructure des sols, on a étudié la microstructure des sols avant et après l'endommagement au MTS à l'aide de la technique de porosimétrie au mercure. La procédure de l'essai a été introduite au chapitre II.

### 3.10.1 – Présentation des résultats

Les résultats des essais sont présentés sous forme de courbe de l'indice des vides de mercure en fonction du rayon capillaire équivalent, l'indice des vides de mercure étant défini comme le rapport du volume occupé par du mercure au volume des solides. Afin de faire une comparaison, deux courbes, représentant l'état endommagé du sol amené aux teneurs en eau de 10% et 25 % respectivement et la troisième représentant l'état naturel intact, sont regroupées dans un même diagramme (figure 3-34 pour le sol à 1,2 m, figure 3-35 pour le sol à 3,5 m et la figure 3-38 pour le sol à 4,90m).

Sur la figure 3-34, on remarque que les deux courbes du sol endommagé sont presque confondues et bien en dessous de la courbe du sol naturel intact. L'effet de la teneur en eau est donc négligeable. Sur la figure 3-36 on observe en revanche un effet de teneur en eau significatif : la courbe à 25% de teneur en eau est largement en dessous de celle à 10%, indiquant un endommagement de la microstructure plus important pour le sol plus humide. Si on compare les états endommagés avec l'état intact, on voit que la courbe à l'état intact est bien au dessus des deux courbes à l'état endommagé, ce qui montre bien l'effondrement des pores par l'effet de la vibration.

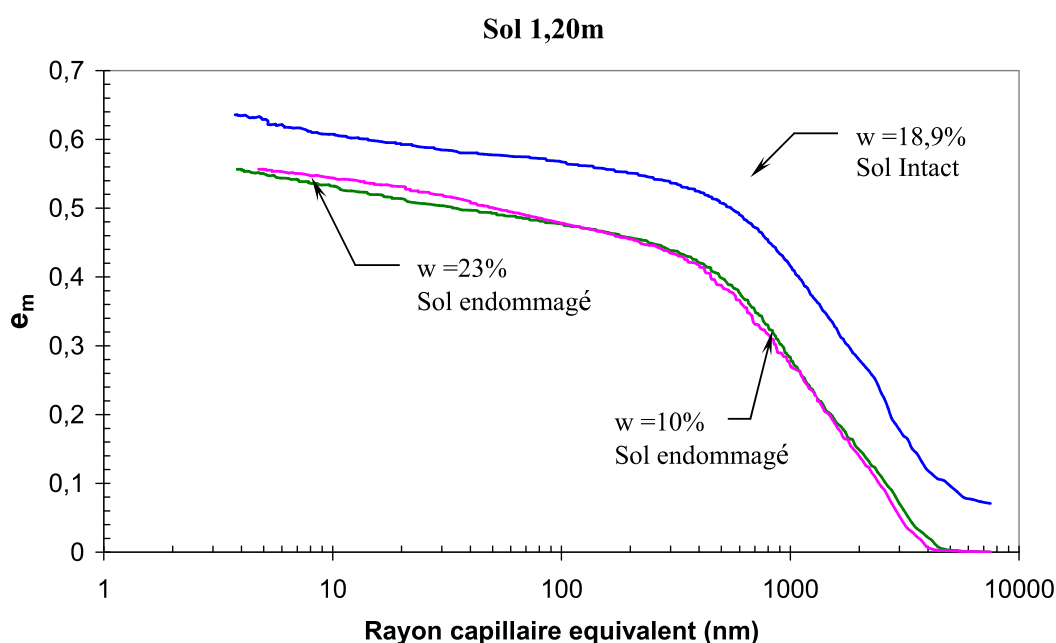


Figure 3-34 : Courbes porosimétriques du sol 1,20m à l'état endommagé et intact.

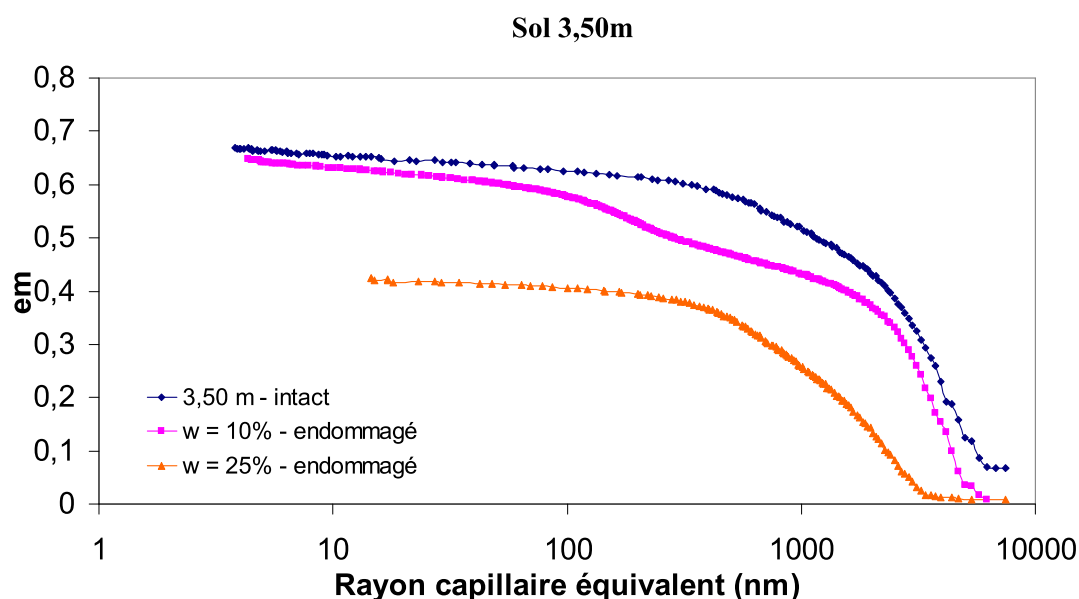
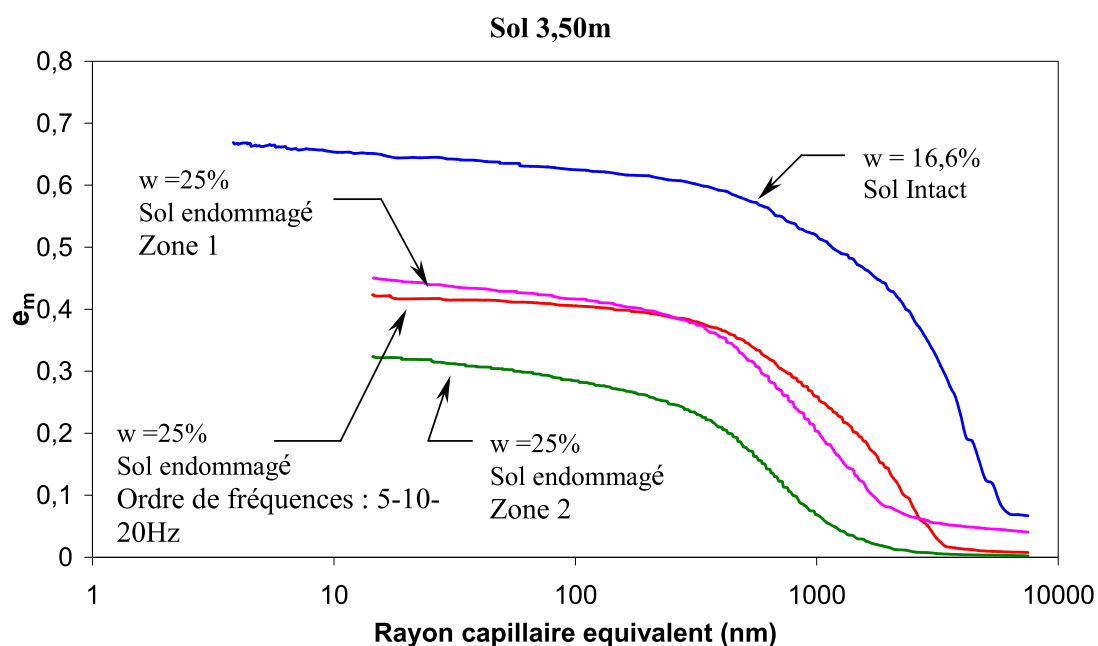


Figure 3-35 : Courbes porosimétriques du sol 3,50m à trois états différents : endommagés en suivant un ordre 5-10-20Hz, et intact

### Discussion

Pour le sol à 1,2 m, la différence entre l'état effondré et l'état intact s'explique principalement par l'effondrement des macropores dû à la vibration. En effet, la valeur de  $e_m$  à 7000 nm de rayon d'accès est égale à 0,1 environ pour l'échantillon intact, alors que celle pour les échantillons endommagés est égale à zéro, soit une différence de 0,1. Cette différence est comparable avec la mesure macroscopique : l'indice des vides déterminé au début de l'essai était de l'ordre de 0,57 alors qu'à l'état intact il était de 0,65. On a observé aussi que les deux courbes porosimétriques sont confondues, ce qui signifie que l'endommagement plus important observé sur la courbe d'endommagement pour la teneur en eau de 23% n'est pas visible en terme de changement de microstructure. Ceci n'est pas le cas pour le sol à 3,5 m. En effet, on a observé pour ce sol un effet important de la teneur en eau. Une explication possible peut être la suivante : le sol à 1,2 m contient plus d'argile (20%) et moins de carbonates (5%) que le sol à 3,5 m (16% d'argile et 15% de carbonates). Vu que la cimentation due à l'argile est moins forte que celle due aux carbonates, il est possible que le chargement cyclique ait fait effondrer la structure du sol faiblement cimenté (sol à 1,2 m) de façon totale et donc indépendante de la teneur en eau. En revanche, pour le sol à 3,5 m, le chargement cyclique n'était pas suffisant pour écraser l'ensemble des pores et par conséquent l'effet de la teneur en eau a été observé.





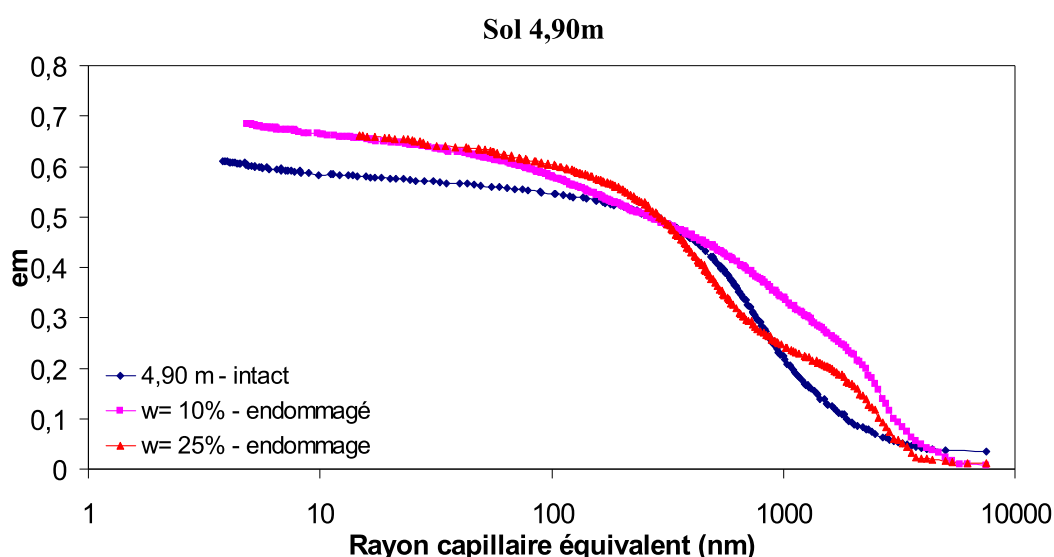
**Figure 3-36 : Courbes porosimétriques du sol 3,50 m à l'état endommagé et intact. Ordre d'application de fréquences 20-10-5Hz.**

On présente sur la figure 3-36 les résultats de l'essai réalisé sur le sol 3,50 m avec, pour les échantillons endommagés, un ordre d'application de fréquences de 20-10-5Hz respectivement. Quatre courbes sont présentées et cela pour un incident observé après l'essai d'endommagement au MTS : comme le montre la figure 3-37, avant l'essai, le sol carotté était divisé en deux zones de couleurs différentes, donc probablement de nature différente. La zone-2 a tassé de 3 mm de plus que la zone-1 après l'essai, et ce tassement différentiel a provoqué une fissure marquée. Les sols dans les deux zones sont analysés au porosimètre afin de trouver une explication.



**Figure 3-37 : Fissures observées après l'essai d'endommagement d'un échantillon de sol 3,50m**

Comme l'indiquent les résultats, l'effondrement de la zone 2 est plus important avec un indice des vides au début de l'essai porosimétrique proche de 0,3 alors qu'à l'état intact il était de 0,69. Pour la zone 1, la variation de l'indice des vides semble normale et elle est presque la même que l'échantillon endommagé avec un ordre de fréquences 5-10-20Hz : 0,44. Donc on peut conclure que l'ordre des fréquences du chargement n'a pas une influence significative sur l'endommagement lui-même. Si on compare les résultats des sols endommagés avec le sol naturel, encore une fois, on observe que l'endommagement a pour effet de diminuer les macropores.



**Figure 3-38 : Courbes porosimétriques du sol 4,90 m à différents états : endommagé et w = 25%, endommagé et w = 10%, intact**

Les résultats pour le sol 4,90 m sont présentés sur la figure 3-38. On voit à premier abord des résultats aberrants parce que les deux états endommagés présentent un indice des vides de mercure maximal supérieur à celui à l'état intact : 0,7 contre 0,6. On peut expliquer cela par la faible variation de volume due à l'endommagement. En effet, l'effet de l'endommagement se manifeste surtout par l'effondrement des macropores, or, on voit bien que pour ce sol la quantité de macropores d'un rayon supérieur à 10000 nm est assez limitée.

### 3.11 – Conclusion

Pour chaque sol, trois essais triaxiaux à chargement cyclique ont été réalisés sous différentes amplitudes de déviateur. Ces amplitudes ont été définies comme le tiers, deux tiers et puis la totalité des pics des courbes de cisaillement obtenues par les essais sous chargement monotone.

Les résultats des essais sous chargement monotone ont montré, à partir des courbes de la variation de la pression interstitielle en fonction de la déformations axiale, que le sol à 1,20 m est plus résistant que les autres et présente un risque de liquéfaction le moins important puisque la pression interstitielle au sein de l'échantillon atteint un pic à 0,5% de déformations puis ne cesse de décroître au cours du temps, contrairement aux sols 2,20m et 4,90m dont les courbes présentent une allure d'un sol assez liquéfiable avec la pression interstitielle qui se stabilise sans décroître après le pic et dont les valeurs (21,5 kPa et 19,4 kPa) sont très proches de la pression de confinement (25 kPa). Les résultats des essais sous chargement cyclique confirment la structure effondrable de ces sols, et montrent que

- le sol à 1,20m est liquéfié à un déviateur correspondant à deux tiers du pic de la courbe effort – déformation (50 kPa) après 115 cycles,
- le sol à 3,50m est liquéfié à un déviateur correspondant à la totalité du pic de la courbe effort-déformation (22 kPa) après 200 cycles,
- le sol à 4,90m est liquéfié au deux tiers de son déviateur maximal monotone (30 kPa) après 150 cycles.

On rappelle que le sol à 2,20m est liquéfié au tiers de son déviateur maximal (8,4 kPa) après 106 cycles. On conclut ainsi que la résistance de ces sols à la liquéfaction suit l'ordre décroissant suivant : 1,20m > 4,90m > 3,50m > 2,20m. Cet ordre est bien confirmé par la courbe de la résistance à la liquéfaction ( $\tau_{cyc}/\sigma'_c - N$ ).

En ce qui concerne l'endommagement au MTS, deux paramètres ont été étudiés : la teneur en eau et la fréquence. Les résultats ont montré que l'endommagement, c'est-à-dire la variation des déformations avec le nombre de cycles, est d'autant plus important que la teneur en eau est élevée. Cette variation est, pour une même fréquence, de l'ordre de 1% pour le sol à 1,20m, de 0,6% pour le sol à 3,50m et de 0,5% pour le sol à 4,90m. Alors, qu'avec l'augmentation de la fréquence, l'amplitude des déformations semble augmenter, la pente de la courbe des déformations en fonction du nombre de cycles semble diminuer, et ce qui est d'autant plus vrai que la teneur en eau est faible.

Enfin, l'effet de l'endommagement sur la microstructure de ces sols est mis en évidence par des observations au porosimètre. Une différence nette entre la courbe à l'état naturel et celle à l'état endommagé a été observée sur les trois sols ; cette différence s'explique principalement par l'effondrement des macropores dû à la vibration. On a observé aussi que les deux courbes porosimétriques à l'état endommagé pour le sol à 1,2 m sont confondues, indiquant un effet de la teneur en eau négligeable. Ceci n'est pas le cas pour le sol à 3,5 m. En effet, on a observé pour ce sol un effet important de la teneur en eau. Ce phénomène pourrait être relié à la différente cimentation créée par les argiles et les carbonates : le sol moins carbonaté est moins résistant au chargement mécanique ; il est possible que le chargement cyclique appliqué a été suffisamment important pour écraser l'ensemble des macropores ; et ceci malgré les différentes teneurs en eau. On n'a pas pu juger l'état du sol à 4,90m puisque les résultats semblent être affectés par la présence de fissures au sein de l'échantillon.

**CHAPITRE III COMPORTEMENT DE LIQUEFACTION ET D'ENDOMMAGEMENT....110**

3.1 Introduction .....	110
3.2 Mise en evidence de la liquefaction statique des lœss.....	110
3.3 Essais en chargement triaxial cyclique a une faible frequence de 0,05hz .....	113
3.4 Courbes de resistance a la liquefaction .....	124
3.5 Etat final des echantillons.....	125
3.6 Etude de liquefaction par ecrasement de pores .....	126
3.7 Essai d'endommagement au mts .....	137
3.8 Effet de la frequence.....	147
3.9 Effet de la teneur en eau sur la compressibilite .....	148
3.10 Effet de l'endommagement sur la microstructure .....	148
3.10.1 Présentation des résultats .....	149
3.11 Conclusion.....	153

## *Chapitre IV*

### *Détermination expérimentale de la vitesse des ondes de cisaillement*

#### 4.1 – Introduction

Dans ce chapitre, des essais de chargement isotrope ont été réalisés avec des mesures de la vitesse des ondes de cisaillement ( $V_s$ ) par bender elements intégrés dans la cellule triaxiale comme on l'a introduit dans le chapitre II. On a étudié en particulier l'influence de quelques paramètres tels que la pression isotrope, la teneur en eau, la condition de drainage, la fraction des fines et la densité sur la variation de  $V_s$ . Le chapitre finira par une corrélation entre  $V_s$  et les différents paramètres mentionnés avec quelques exemples d'applications.

#### 4.2 – Effet du degré de saturation et de la pression de confinement

Pour comprendre l'effet de l'eau et de la pression sur l'évolution de la vitesse de cisaillement, cinq échantillons ont été préparés à partir d'un bloc de sol à 2,20m. Deux ont été séchés à 10% et 1% respectivement, le troisième a été humidifié à 23%, le quatrième à 33% et le dernier est resté à sa teneur en eau naturelle, 17%. Les essais ont été réalisés avec le drainage fermé. Les résultats du chargement sont présentés sur la figure 4-1 à une échelle logarithmique. Le fait qu'on obtienne une relation linéaire, on en déduit que la variation de la vitesse de cisaillement avec la pression peut être décrite par une relation de puissance. Ceci est en concordance avec les observations de Fernandez et Santamarina (2001), Dano et Hicher (2003) et autres. Les résultats montrent qu'il y a un effet significatif de la pression et du degré de saturation sur l'évolution de la vitesse de cisaillement :  $V_s$  augmente avec l'augmentation de la pression et décroît avec l'augmentation de la teneur en eau. On peut aussi observer que les courbes sont quasiment parallèles et que pour une certaine pression entre 400 et 550 kPa, il existe une petite chute suivie d'une augmentation de  $V_s$  (figure 4-1(b)). On pense que cela peut être expliqué par la destruction de la cimentation liée à la présence de carbonates. La chute de  $V_s$  semble être de plus en plus marquée quand la teneur en eau augmente, ce qui paraît logique car la cimentation peut être éliminée plus facilement à une saturation plus importante. Pour mieux comprendre ce phénomène, d'autres essais ont été réalisés sur des échantillons pris sur trois profondeurs différentes (donc des niveaux de cimentation différents). Une présentation de ces résultats en domaine de temps est présentée en annexe 1.

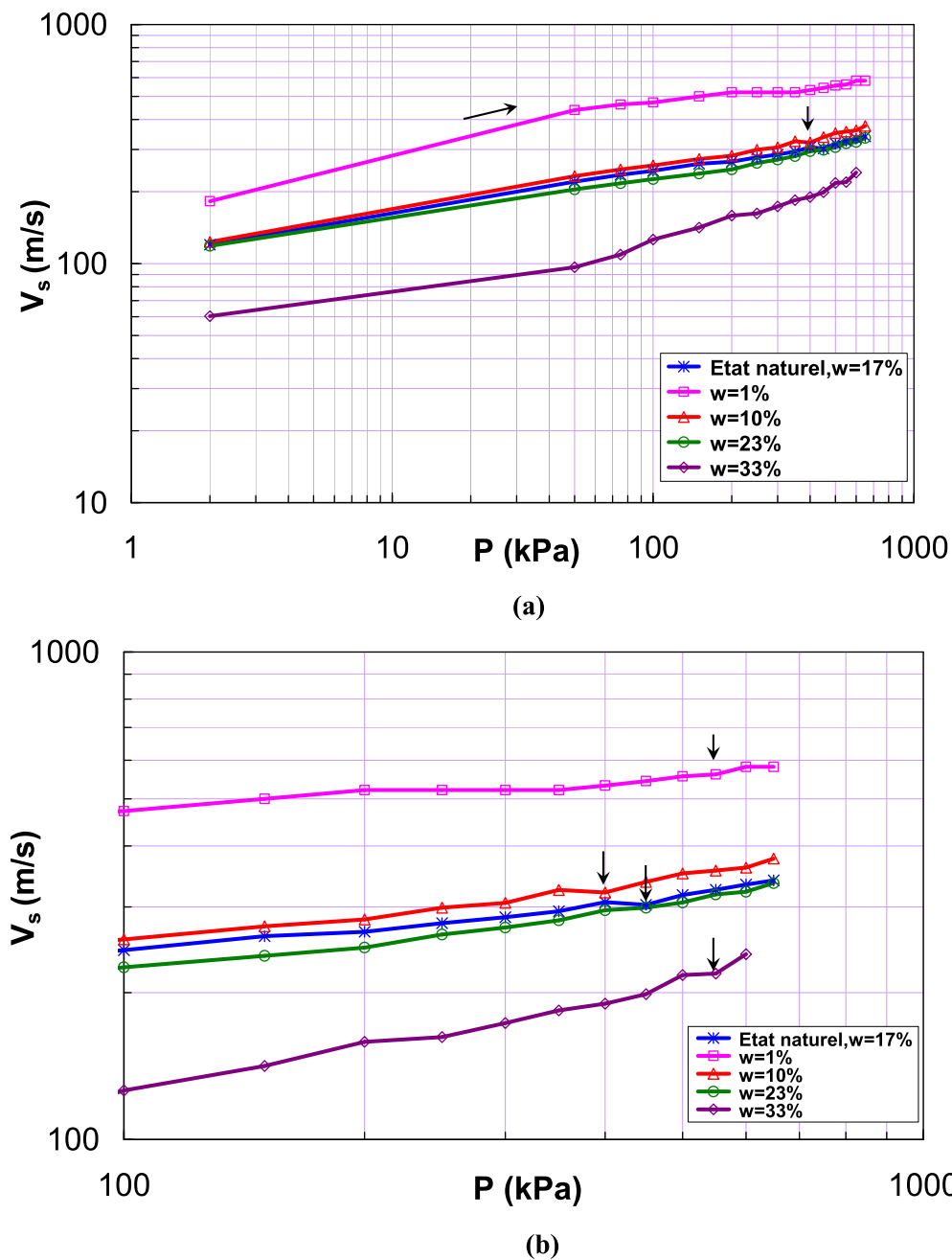


Figure 4-1 : (a) Effet de la teneur en eau et de la pression sur la variation de la vitesse de cisaillement pour le loess à 2,20 m (b) Observation de plus près des petites chutes de  $V_s$  entre 400 et 550 kPa

#### 4.3 – Effet des fines et de la cimentation sur la vitesse de cisaillement

Comme le montre le tableau 2-1, le pourcentage des fines et de la cimentation ( $\text{CaCO}_3$ ) varie avec la profondeur. Ainsi, pour comprendre leur effet, quatre échantillons à différentes profondeurs (1,20; 2,20; 3,50 et 4,90m) sont considérés. Pour éliminer l'effet de l'eau, ces

échantillons ont été séchés à l'air. Le chargement a été réalisé avec le drainage fermé (pour l'air). Leurs densités sèches sont 1,83; 1,74; 1,69 et 1,81 respectivement. On pense que l'augmentation des densités sèches résulte principalement du séchage. Pour mettre en évidence l'effet de la cimentation, un échantillon reconstitué a été préparé en compactant quatre couches de poudre sèche pour une densité sèche de 1,53. Les résultats sont présentés sur la figure 4-2. Sur la figure 4-3 on présente la vitesse de cisaillement normalisée par rapport à la densité sèche des échantillons.

Ces figures mettent clairement en évidence l'effet de la cimentation: la vitesse de cisaillement dans les sols naturellement cimentés est supérieure à celle mesurée dans le sol reconstitué. Ceci est en accord avec les résultats publiés dans la littérature (Santamarina et al, 2005). Il faut noter que la différence de  $V_s$  entre l'état naturel et l'état reconstitué n'est pas seulement due à la cimentation, sachant que d'autres facteurs comme la microstructure peut jouer un rôle important. Aussi, on peut observer que la variation de  $V_s$  dans les quatre sols considérés est globalement la même: une augmentation jusqu'à une pression de l'ordre de 75 kPa puis une diminution suivie d'une augmentation. Les petites crêtes inversées à 450 kPa environ, sont communes aux quatre profondeurs considérées. De plus, la variation de  $V_s$  dans le sol reconstitué est approximativement linéaire. Ces faits nous mènent à penser que le rôle des fines et de la cimentation est crucial.

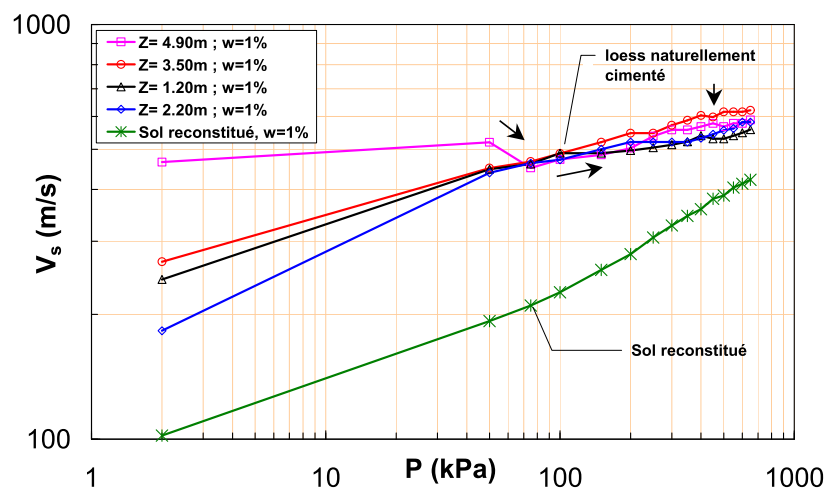


Figure 4-2 : Effet des fines et de la cimentation sur la variation de la vitesse de cisaillement dans le loess étudié à différentes profondeurs



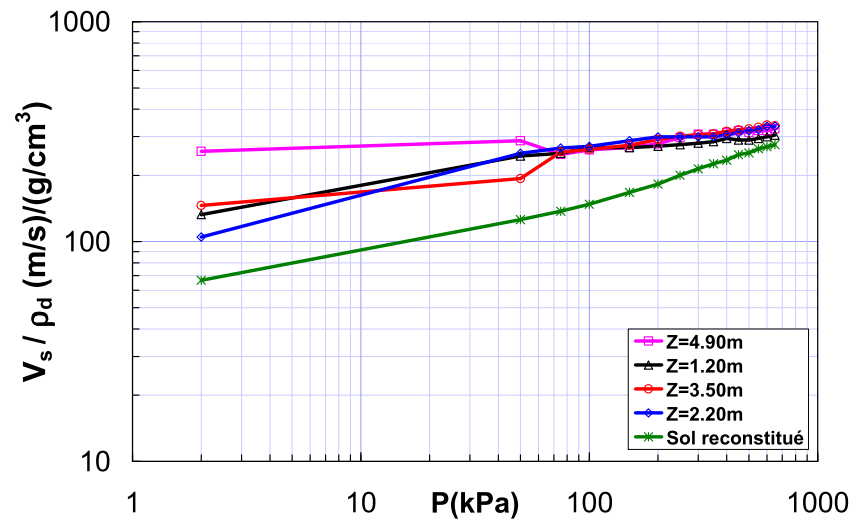


Figure 4-3. Effet des fines et de la cimentation sur la variation de la vitesse de cisaillement normalisée par rapport à la densité sèche

#### 4.5 – Effet du drainage

Sur la figure 4-4, on présente la variation de  $V_s$  avec la pression isotrope appliquée sur deux échantillons conservés à leurs teneurs en eau naturelles. Le premier essai a été réalisé tout en gardant le drainage fermé et le second avec le drainage ouvert. Comme on peut remarquer, les deux courbes sont presque identiques sauf au point où la pression est de 450 kPa et où une chute de  $V_s$  est observée dans le cas de drainage fermé. On pense que la fermeture du drainage favoriserait la destruction de la cimentation.

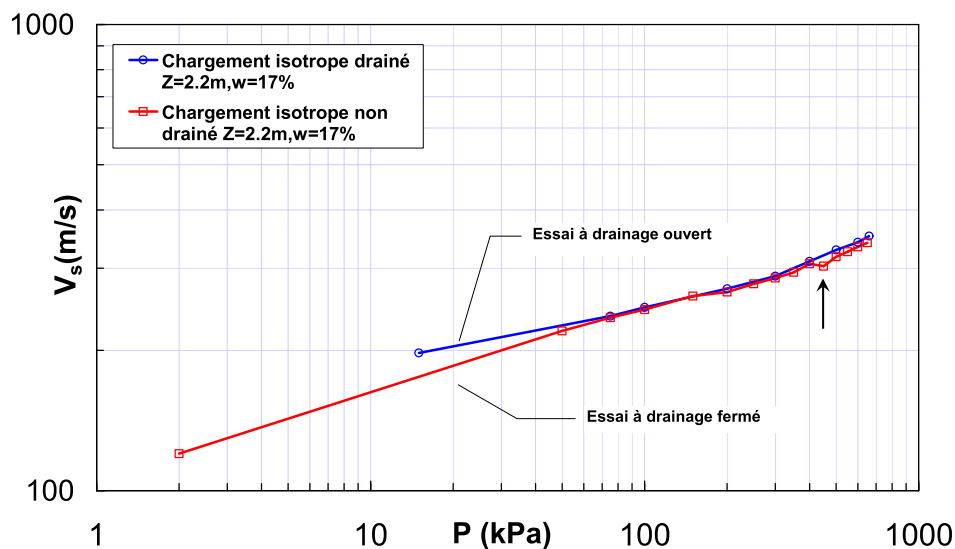


Figure 4-4 : Effet du drainage sur la variation de la vitesse de cisaillement

4.6 – Corrélation entre  $V_s$  et les différents facteurs étudiés

Selon les résultats de nos essais, on a observé qu'il existe une relation directe entre la pression isotrope, le degré de saturation, le pourcentage des fines, la cimentation et la vitesse de cisaillement. Dans ce paragraphe, en négligeant l'effet de l'anisotropie, on va essayer de corréler  $V_s$  aux différents facteurs mentionnés ci-dessus. Pour ce faire, on trace premièrement la vitesse de cisaillement en fonction de la teneur en eau  $w$  et ce à différentes pressions. Les résultats sont présentés sur la figure 4-5. Comme le montre la figure, la variation de  $V_s$  avec  $w$  semble être décrite par une fonction sigmoïdale. Ainsi on adopte l'équation suivante :

$$w = a + \left[ \frac{b}{1 + e^{-(V_s - c)/d}} \right] \quad (4.1)$$

Soit

$$V_s = c + d \times \ln \left( \frac{b}{w - a} - 1 \right) \quad (4.2)$$

La forme est présentée sur la figure 4-6. La signification des paramètres  $a$ ,  $b$ ,  $c$  et  $d$  est présentée sur la même figure. Le sens physique de ces paramètres sera discuté dans la suite.

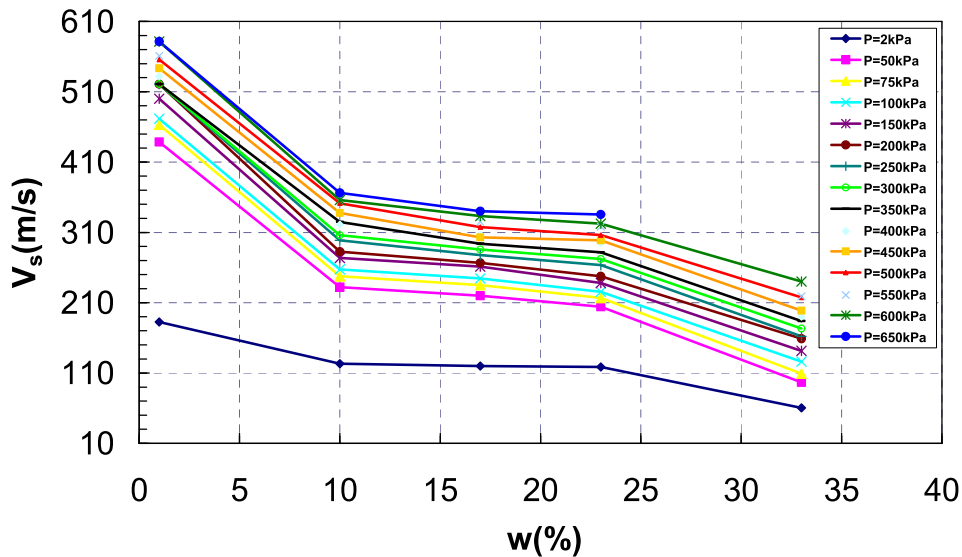


Figure 4-5: Variation de la vitesse de cisaillement avec la teneur en eau à différentes pressions (sol 2,2m)

Pour comprendre physiquement cette variation avec la teneur en eau, on s'intéresse à la figure 2-1 qui représente les courbes de rétention d'eau déterminées par Marcial et Cui (2003). La forte ressemblance entre la variation de la succion et celle de la vitesse de

cisaillement avec la teneur en eau nous amène à penser à la forte dépendance de la variation de cette dernière avec la succion. Deux points communs de variation de la succion et de  $V_s$  sont observés : le premier correspond à une teneur en eau de 10 % (succion de 200 kPa) et le second à 25 % (succion de 20 kPa) approximativement.

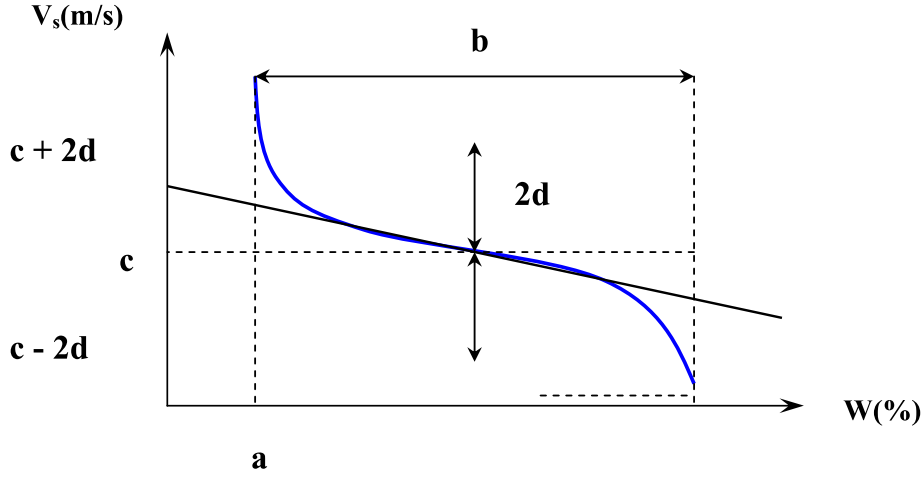


Figure 4-6 : Sigmoïde représentant la variation de la vitesse de cisaillement avec la teneur en eau

Les paramètres déterminés sur le loess étudié sont :

$$V_s = V_f + 41 \times \ln \left( \frac{w_s}{w - w_r} - 1 \right) \quad (4.3)$$

où

$a = w_r$  = teneur en eau résiduelle = 0,875%

$b = w_s$  = teneur en eau de saturation = 34% pour le sol à 2,20m

$c = V_f$  = vitesse de flexion =  $105,8 \times P^{0.1802}$

$d$  = constante = 41

On remarque que l'équation (4.3) reflète clairement l'effet de la pression à travers son premier terme et celui de l'eau à travers le second terme. Alors que l'effet des fines, de la cimentation et de la densité est masqué par les constantes de l'équation. Pour mettre en évidence le rôle de ces facteurs, on définit par  $R$  le rapport des vitesses de cisaillement mesurées respectivement dans un sol naturel et reconstitué multiplié par le rapport de la racine carrée des densités sèches des sols considérés respectivement, soit :

$$R = \frac{(V_s)_{zi} \times \sqrt{\rho_{zi}}}{(V_s)_{uc} \times \sqrt{\rho_{uc}}} \quad (4.4)$$

où  $(V_s)_{zi}$  est la vitesse de cisaillement mesurée à la profondeur  $z_i$  dans un sol naturel sec et de densité sèche  $\rho_{zi}$ , et  $(V_s)_{uc}$  est la vitesse de cisaillement mesurée dans un sol reconstitué de densité sèche  $\rho_{uc}$ . La variation de  $R$  pour les différentes profondeurs considérées avec la pression de confinement isotrope est présentée sur la figure 4-7.

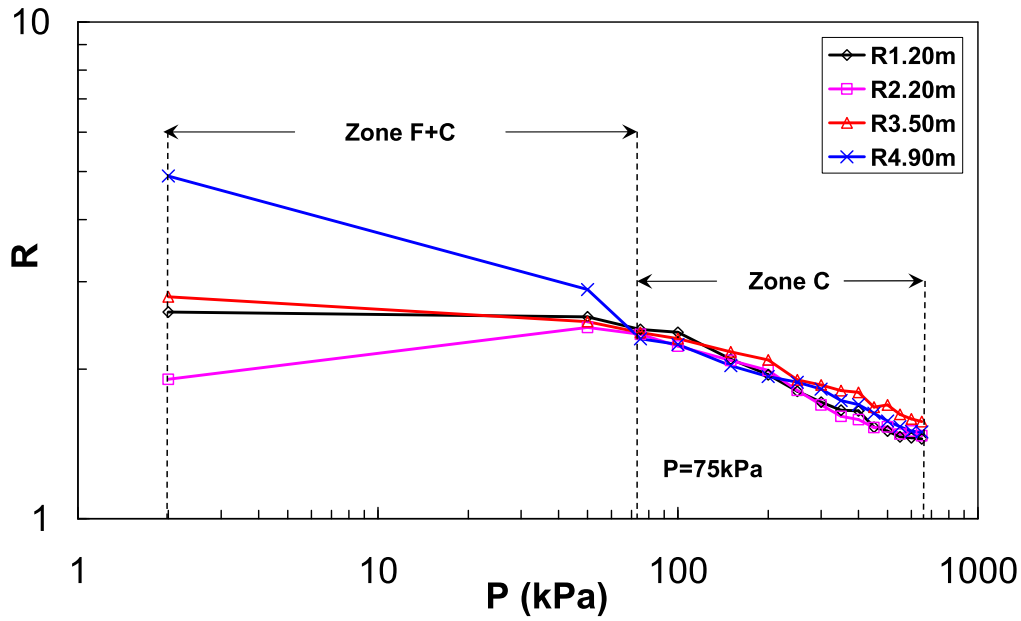


Figure 4-7: Variation de  $R$  avec la pression pour un sol pris à quatre profondeurs différentes

A partir de la figure 4-7, on peut identifier deux différents comportements des sols considérés: le premier est observé pour une pression inférieure à 75 kPa et où  $R$  est supposé varier linéairement avec la pression et le second est observé pour une pression supérieure à 75 kPa et où  $R$  varie de la même façon pour toutes les profondeurs tout en suivant une loi de puissance (une dégradation) pour tendre à  $R = 1$  pour une pression infinie. Le premier comportement n'était pas identifiable pour des sols très humides. Pour cette raison, on le relie au rôle équivalent des fines et de la cimentation qu'on notera  $(F.C.)_e$  et qu'on définira dans la suite. Ce rôle est localisé dans la zone (F+C) sur la figure et tend à disparaître avec l'augmentation du degré de saturation. Pour une pression supérieure à 75 kPa, le rôle des fines est éliminé et c'est à la cimentation naturelle ( $\text{CaCO}_3$ ) seule de représenter la dégradation de  $R$ . Pour justifier notre approche, on définit la notion du pourcentage des fines équivalent  $(F.C.)_e$  comme suit :

$$\%(F.C)_e = \%C + \frac{\%Fines}{\left(\frac{P_c}{P_{pre}}\right)} \times (1 - S_r) \quad \text{pour } P \leq 75 \text{ kPa} \quad (4.5)$$

et  $\%(F.C)_e = \%C$  pour  $P > 75 \text{ kPa}$

où  $P$  est la pression de preconsolidation,  $S_r$  est le degré de saturation,  $\%C$  est la teneur en carbonates. Ces équations montrent que pour de faibles pressions, les fines, dans des conditions naturelles, jouent le rôle d'un matériau collant. Ces liants naturels et inter particules sont faibles et ont tendance à disparaître avec l'augmentation du degré de saturation et/ou avec l'augmentation de la pression. D'autre part, si on trace la variation de  $R$  en fonction du  $\%C$  (figure 4-8), on obtient des droites presque parallèles. Cela indique qu'il existe une relation linéaire entre  $R$  et  $\%C$  pour des pressions supérieures à 75 kPa.

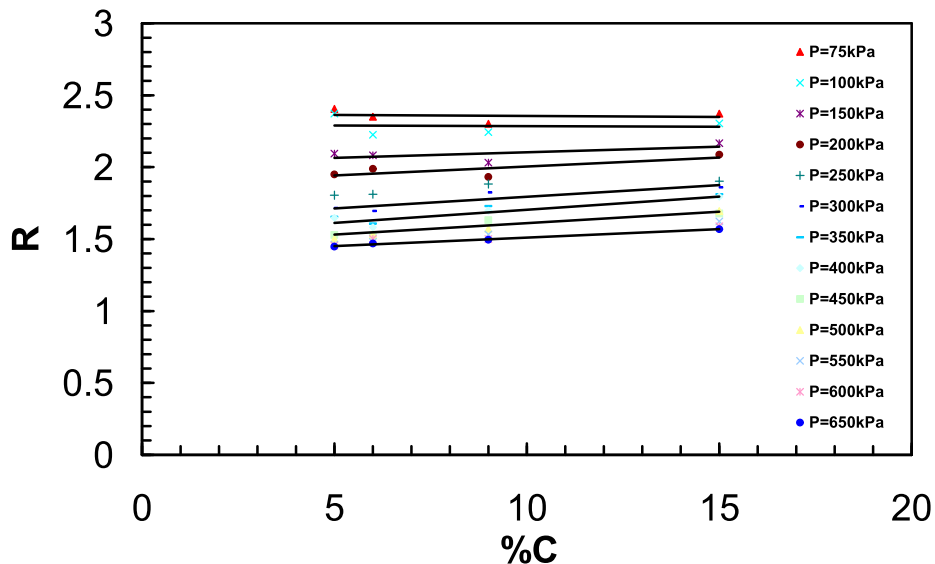


Figure 4-8 : Variation de  $R$  avec la teneur en carbonates pour des pressions supérieures à 75 kPa

On peut imaginer que pour des pressions appliquées supérieures à 75 kPa, des petites fissures commencent à se développer dans les liants (zone C) impliquant une diminution de  $R$ . Pour une pression de l'ordre de 450 kPa, les particules de cimentation sont complètement écrasées et le comportement du sol converge vers celui d'un sol non cimenté. Cette observation peut nous amener à penser que  $V_s$  doit diminuer avec la diminution de  $R$ , ce qui n'est pas le cas, puisqu'on observe des petites chutes à 450 kPa suivies d'une augmentation de  $V_s$ . Une explication possible à ce phénomène est qu'après la destruction des liants, la surface de contact inter particules augmente par densification. L'effet de la densité est donc mis en évidence. Sur la figure 4-9 on montre l'évolution de la vitesse de cisaillement en domaine de

temps dans un sol naturel pris à 2,20 m et à l'état sec. La chute de  $V_s$  est bien observée à 400 kPa.

Par calage des paramètres, on trouve les relations suivantes pour  $R$  :

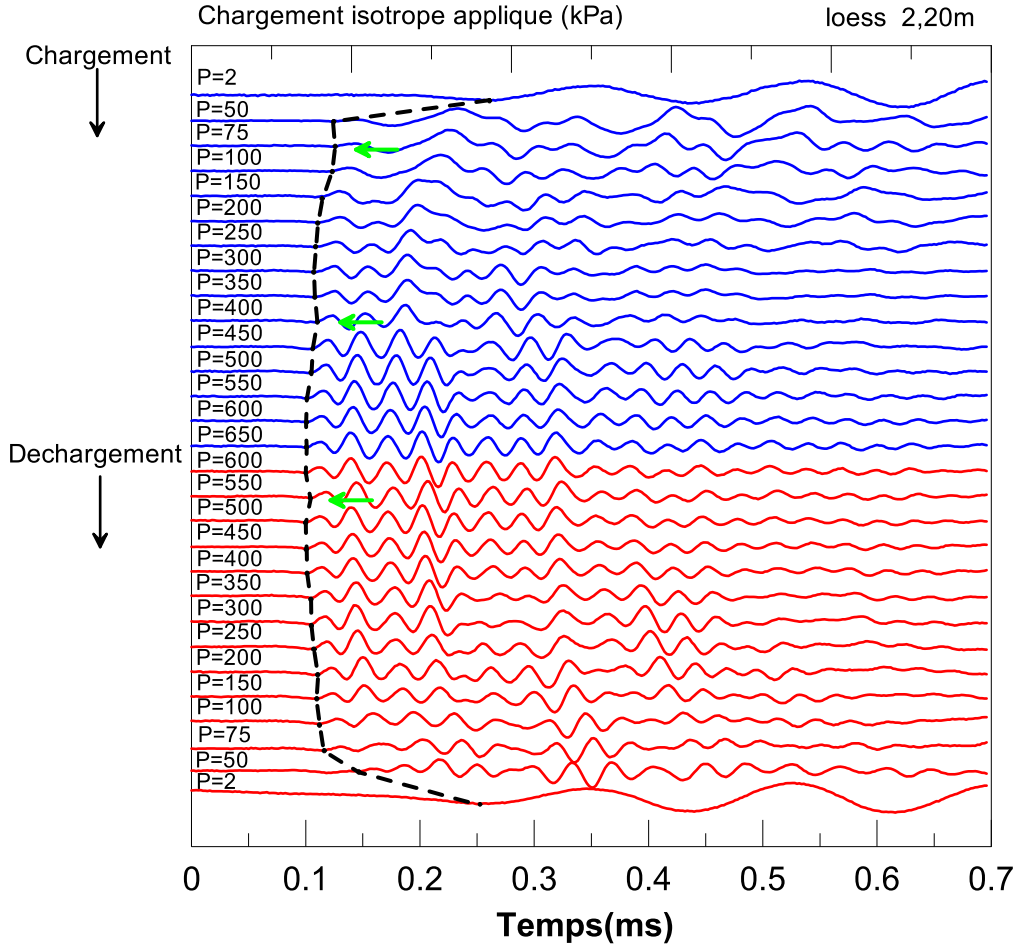
$$\begin{aligned}
 R &= -a' \times P + b' \quad \text{pour } P \leq 75 \text{ kPa} \\
 \text{avec} \\
 a &= \alpha \times (\%FC)_e + \beta \\
 a' &\approx a^{1.15} \quad ; \quad b' = f(a') \\
 R &= k \times P^{-m} \quad \text{pour } P > 75 \text{ kPa} \\
 \text{avec } k &= \alpha' \times (\%C)^{-\beta'} \quad \text{et} \quad m = f(k)
 \end{aligned} \tag{4.6}$$

Finalement, pour inclure l'effet de la densité, plusieurs auteurs ont proposé une fonction  $f(e)$  qui reflète la variation de l'indice des vides. Quelques formes de  $f(e)$  sont présentées dans le tableau 4-2. L'équation adoptée dans ce rapport sera celle proposée par Acar et El-Tahir en 1987 pour les sables artificiellement cimentés :

$$f(e) = 1/(0,3 + 0,7 \times e^2) \tag{4.7}$$

**Tableau 4-2: Les différentes formes de la fonction représentant la densité dans la littérature**

Référence	$f(e)$	Commentaires
Hardin & Richart (1963)	$\frac{(2.17 - e)^2}{(1 + e)}$	Grains ronds $C_u < 1.8$
Iwasaki & Tatsuoka (1977)		
Acar & El-Tahir (1987)	$1/(0.3 + 0.7e^2)$	Sable artificiellement cimenté
Biarez & Hicher (1994)	$\frac{1}{e}$	Tous sol
Lo Presti <i>et al.</i> (1997)	$\frac{1}{e^{1.3}}$	Sables

Figure 4-9 : Variation de  $V_s$  en domaine de temps pour le sol naturel sec à 2,20 m

Pour introduire les deux termes  $R$  et  $f(e)$ , on remarque que le premier terme  $V_f$  de l'équation (4.3) n'est autre que le produit de  $R$  par la vitesse de cisaillement mesurée dans le sol reconstitué sec normalisée par rapport à sa densité sèche, d'où l'expression finale de  $V_s$  en fonction des paramètres étudiés est :

$$V_s = \frac{f_1 \times R \times (V_s)_{rec}}{f(e)} + 41 \times \ln \left( \frac{w_s}{w - w_r} - 1 \right) \quad (4.8)$$

Cette expression comprend au total 6 paramètres. Pour le loess étudié, ces paramètres sont:

$$w_s = 34\% ; \quad w_r = 0,875\%$$

$$\alpha = 0,0014 ; \quad \beta = -0,0049 ; \quad b' = (a' + 0,0423) / 0,0169$$

$$\alpha' = 10,289 ; \quad \beta' = -0,2271 ; \quad m = 0,0314 \times k + 0,023$$

$$\text{avec } a = \alpha \times (\%FC)_e + \beta \quad ; \quad a' \approx a^{1,15} \quad ; \quad b' = f(a') \quad , \quad k = \alpha' \times (\%Ca)^{-\beta'} \quad , \quad m = f(k)$$

$$(V_s)_{rec} = 49,7 \times P^{0,256}$$

$$f_1 = \frac{w^{0.1023}}{1.955} \times \frac{P^{-0.0553} e^{0.0276 w}}{e^{-0.0005 P}}$$

Le rapport  $\left( \frac{P_c}{P_{pre}} \right) \approx 9$

#### 4.7 – Applications

Sur les figures 4-10 et 4-11 on représente deux exemples de simulation des essais réalisés au laboratoire sur un sol sec (1,20m) et sur un sol humidifié à 23% (2,20m) en utilisant l'équation (4.8). Les résultats obtenus sont tout à fait satisfaisants.

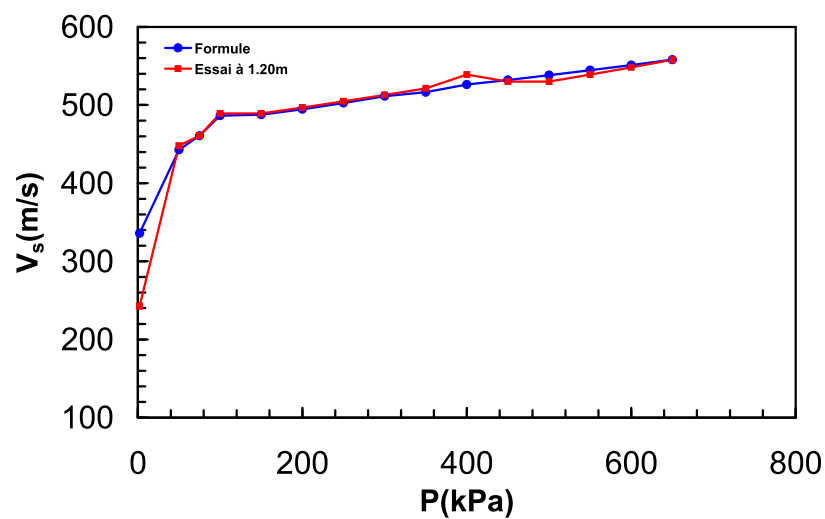


Figure 4-10 : Simulation de la variation de  $V_s$  pour le sol naturel sec à 1,20m

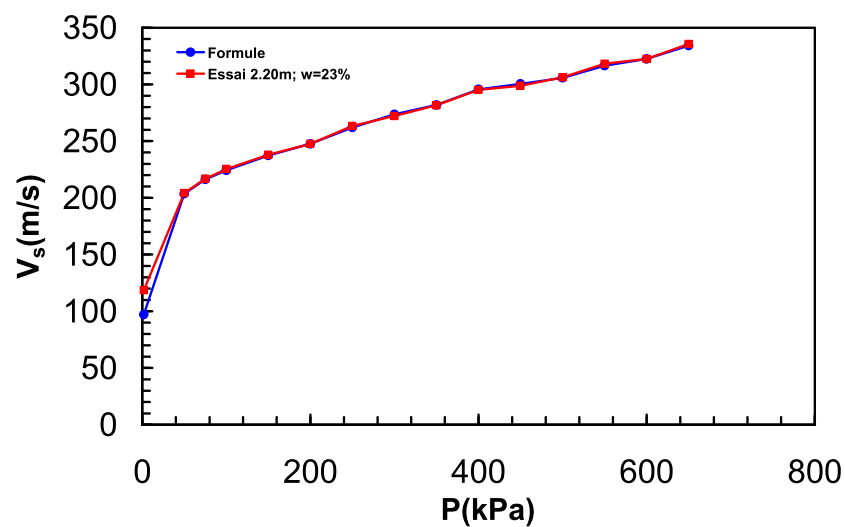


Figure 4-11 : Simulation de la variation de  $V_s$  pour le sol naturel à 2,20m et  $w=23\%$

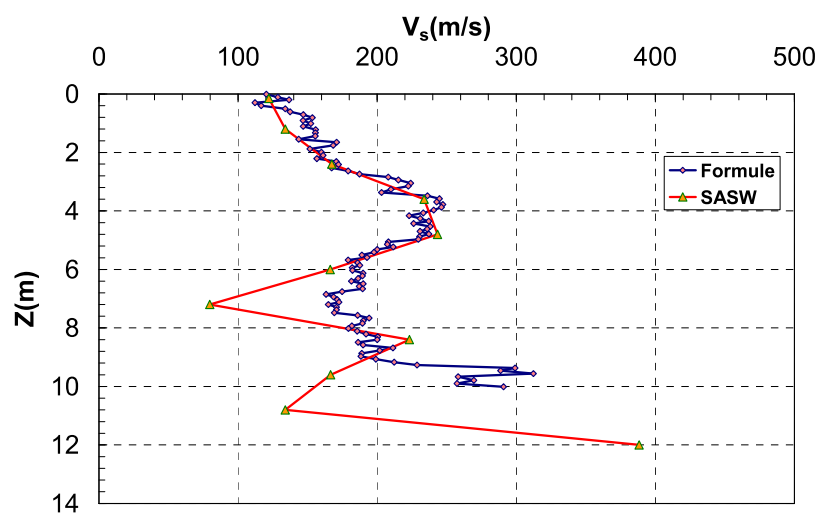


Un autre exemple sera donné sur la reproduction du profil de la vitesse de cisaillement en profondeur déterminé par la méthode de l'analyse des ondes de surface spectrales (SASW) sur le site de Beugnâtre, référencé site du Km 140 dans la base de données de la SNCF. Une centrale d'acquisition STRATAVIZOR de 48 voies connectées avec 48 géophones de 10 Hz a été installée. Un marteau de 10 kg a été utilisé comme source dynamique. La distance entre la source et le premier géophone est de 10 m. Les résultats des ondes S mesurées sont présentés dans le tableau 4-3.  $V_s$  a été mesurée tous les 1,20 m.

**Tableau 4.3 : Le profil de la vitesse de cisaillement sur le site de Beugnâtre par la technique SASW (SNCF, 2005)**

<i>Profondeur (m)</i>	<i><math>V_s</math> (m/s)</i>	<i><math>\rho</math> (g/cm<sup>3</sup>)</i>	<i><math>\nu</math></i>
0,0	122,2	1,7689	0,4265
1,2	133,9	1,7689	0,4297
2,4	167,4	1,7689	0,2937
3,6	233,7	1,7689	0,3670
4,8	243,5	1,7689	0,3919
6,0	166,3	1,7689	0,4654
7,2	79,7	1,7689	0,4682
8,4	223,2	1,7689	0,4187
9,6	166,6	1,7689	0,4717
10,8	133,9	1,7689	0,4711

Les paramètres géotechniques utilisés pour calculer  $V_s$  selon l'équation 4.8 sont présentés au tableau 4-4. Pour des profondeurs supérieures à 5m, les paramètres ont été estimés (tableau 4-4). Une comparaison entre les deux profils est présentée sur la figure 4-12.



**Figure 4-12 : Comparaison entre profils de  $V_s$ , calculé et celui déterminé par la technique SASW**

Tableau 4-4: Paramètres géotechniques utilisés dans le calcul de  $V_s$  sur le site de Beugnâtre

Profondeur	Fines(%)	C(%)	w(%)	$\rho_{\text{sèche}}(\text{Mg/m}^3)$	$\rho_s(\text{Mg/m}^3)$	e	$S_r$	f(e)	$\gamma(\text{KN/m}^3)$
0,01	25	6	10	1,49	2,719	0,83	0,33	0,773679	16,41
0,11	25	6	20	1,53	2,719	0,78	0,69	0,728041	18,31
0,2	25	6	22	1,54	2,719	0,77	0,78	0,711090	18,78
0,3	25	6	26	1,50	2,719	0,81	0,87	0,763391	18,89
0,4	28	6	26	1,50	2,719	0,82	0,86	0,772219	18,81
0,51	28	6	26	1,53	2,719	0,78	0,91	0,722544	19,28
0,61	28	6	26	1,53	2,719	0,78	0,91	0,726572	19,24
0,71	25	6	26	1,54	2,719	0,76	0,93	0,705820	19,45
0,81	25	6	26	1,55	2,719	0,75	0,94	0,695329	19,56
0,91	25	6	26	1,52	2,719	0,78	0,90	0,730636	19,2
1,01	25	6	26	1,53	2,719	0,77	0,91	0,720544	19,3
1,55	18	6	26	1,47	2,719	0,84	0,83	0,797329	18,59
1,65	16	6	23	1,48	2,714	0,83	0,75	0,776623	18,29
1,76	16	6	23	1,47	2,714	0,84	0,74	0,793026	18,15
1,88	16	6	23	1,42	2,714	0,91	0,69	0,872418	17,53
1,99	16	6	22	1,42	2,714	0,90	0,66	0,869303	17,41
2,53	17,8	5	20	1,40	2,714	0,94	0,58	0,913616	16,82
2,63	17,8	5	20	1,43	2,714	0,90	0,60	0,864359	17,16
2,74	17,8	5	20	1,45	2,714	0,87	0,62	0,835884	17,37
2,84	15	14	20	1,48	2,713	0,83	0,65	0,782249	17,79
2,94	15	14	20	1,5	2,713	0,81	0,67	0,757759	18,00
3,05	15	14	20	1,52	2,712	0,78	0,69	0,729417	18,25
3,15	15	14	20	1,52	2,712	0,79	0,69	0,734806	18,2
3,48	15	15	16,7	1,50	2,712	0,80	0,56	0,752932	17,54
3,58	15,6	15	17,23	1,53	2,712	0,77	0,60	0,715321	17,96
3,69	16,3	15	17,77	1,53	2,712	0,76	0,63	0,710262	18,09
3,78	16,8	15	18,30	1,55	2,712	0,74	0,67	0,687163	18,4
3,87	17,4	15	18,89	1,56	2,712	0,74	0,69	0,678489	18,58
3,97	18	9	19,42	1,54	2,712	0,76	0,69	0,703494	18,41
4,07	20	9	19,96	1,53	2,712	0,77	0,70	0,712942	18,4
4,16	21,7	9	20,49	1,52	2,712	0,78	0,70	0,733143	18,29
4,53	27	9	22,58	1,59	2,712	0,70	0,86	0,648615	19,49
4,62	27	9	23,16	1,59	2,712	0,70	0,89	0,642871	19,65
4,7	23	9	23,7	1,59	2,712	0,70	0,91	0,64501	19,71
4,79	21	9	23,53	1,60	2,712	0,70	0,92	0,632650	19,83
4,88	21	9	23,35	1,58	2,712	0,71	0,89	0,652251	19,57
4,97	19	9	23,18	1,58	2,712	0,71	0,88	0,657696	19,48
5,06	18	9	25	1,56	2,712	0,73	0,92	0,676234	19,56
5,14	18	9	25	1,56	2,712	0,74	0,92	0,678057	19,54
5,51	18	9	25	1,5184	2,712	0,78	0,86	0,732556	18,98
5,59	18	9	25	1,528	2,712	0,77	0,87	0,720295	19,1
5,68	18	9	25	1,4936	2,712	0,81	0,83	0,765810	18,67
5,77	18	9	25	1,5112	2,712	0,79	0,85	0,74197	18,89
5,86	18	9	25	1,5152	2,712	0,79	0,85	0,736718	18,94
5,94	18	9	25	1,5016	2,712	0,80	0,84	0,754828	18,77
6,49	18	9	25	1,5224	2,712	0,78	0,87	0,727407	19,03
6,58	18	9	25	1,5152	2,712	0,79	0,86	0,736718	18,94
6,66	18	9	25	1,5216	2,712	0,78	0,87	0,728432	19,02
6,76	18	9	25	1,484	2,712	0,83	0,82	0,779321	18,55
6,85	18	9	25	1,4536	2,712	0,86	0,78	0,824620	18,17
6,94	18	9	25	1,468	2,712	0,85	0,80	0,802674	18,35
7,03	18	9	25	1,4752	2,712	0,84	0,80	0,79203	18,44
7,48	18	9	25	1,4696	2,712	0,84	0,80	0,800290	18,37
7,57	18	9	25	1,5128	2,712	0,79	0,85	0,739863	18,91
7,75	18	9	25	1,5232	2,712	0,78	0,86	0,726384	19,04
7,84	18	9	25	1,5216	2,712	0,78	0,87	0,728432	19,02
7,93	18	9	25	1,5024	2,712	0,81	0,84	0,753743	18,78
8,02	18	9	25	1,496	2,712	0,81	0,83	0,762489	18,7
8,11	18	9	25	1,512	2,712	0,79	0,85	0,740917	18,9
8,58	18	9	25	1,5224	2,712	0,78	0,87	0,727407	19,03
8,68	18	9	25	1,5752	2,712	0,72	0,94	0,664581	19,69
8,77	18	9	25	1,552	2,712	0,74	0,91	0,691048	19,4
8,87	18	9	25	1,52	2,712	0,78	0,86	0,73049	19,00
8,97	18	9	25	1,5184	2,712	0,78	0,86	0,732556	18,98
9,07	18	9	25	1,5448	2,712	0,75	0,90	0,69961	19,31
9,17	15	9	25	1,5768	2,712	0,72	0,94	0,662818	19,71
9,27	15	9	25	1,616	2,712	0,67	0,99	0,621985	20,2
9,37	15	9	21,5	1,71	2,712	0,58	0,99	0,541383	20,76
9,46	15	9	22	1,69	2,712	0,60	0,99	0,552585	20,67
9,56	15	9	21	1,73	2,712	0,57	1,00	0,526915	20,91
9,79	15	9	23	1,67	2,712	0,62	0,99	0,573281	20,53
10,01	15	9	22	1,70	2,712	0,60	0,99	0,549992	20,71

On observe qu'il y a un écart entre 6 et 8 m, qui peut être dû à des valeurs de teneur en eau et de l'indice des vides considérés dans le calcul, différentes de celles des loess au moment de la réalisation des mesures SASW. Mais aussi, il faut se poser la question sur la fiabilité des mesures in situ par cette technique pour des profondeurs importantes. La SASW est connue d'être précise en faibles profondeurs mais à partir de plus de 6m, la fiabilité pourrait être mise en cause. En effet, une valeur de  $V_s$  de 80 m/s semble trop faible pour le sol en question à l'état non saturé.

#### 4.8 – Conclusion

Dans ce chapitre, l'influence de certains paramètres sur l'évolution de la vitesse de cisaillement, comme la pression, la teneur en eau, les fines et la densité a été mise en évidence et ce grâce à la technique des bender elements. Les essais ont montré que la vitesse de cisaillement augmente avec la pression, diminue avec l'augmentation de la teneur en eau, alors qu'à travers ces essais on a compris que la cimentation due à la présence d'argiles crée des liants fragiles entre les particules et que leur élimination dépend de la pression appliquée et/ou du degré de saturation du sol. Les liants créés par les particules de carbonates sont plus solides et se dégradent au fur et à mesure que la pression évolue jusqu'à atteindre une pression proche de 450 kPa. A cette pression, les particules sont complètement écrasées. Ce niveau de compréhension sur le comportement des loess, a permis de corréler la vitesse de cisaillement à des paramètres géotechniques simples.

<b>CHAPITRE IV DETERMINATION EXPERIMENTALE DE LA VITESSE DES ONDES DE CISAILLEMENT.....</b>	<b>155</b>
4.1 Introduction .....	155
4.2 Effet du degré de saturation et de la pression de confinement.....	155
4.3 Effet des fines et de la cimentation sur la vitesse de cisaillement.....	156
4.5 Effet du drainage .....	158
4.6 Corrélation entre $V_s$ et les différents facteurs étudiés .....	159
4.7 Applications .....	165
4.8 Conclusion.....	168

## *Chapitre V*

### *Développement d'une méthode d'évaluation du risque de liquéfaction*

#### 5.1 – Introduction

Les essais cycliques montrent bien que c'est l'évolution des déformations qui contrôle le phénomène de liquéfaction (Voir chapitre 3), ainsi il serait plus rationnel d'analyser ce phénomène en terme de déformations, or la plupart des méthodes existantes sont basées sur des approches en terme de contraintes. Dans cette étude, sachant que l'objectif est d'utiliser les essais courants de géotechnique in-situ (SPT, CPT, PD, etc.) qui donnent en général des grandeurs de contraintes, on va adopter l'approche de contraintes dans notre développement. Dans ce chapitre, une évaluation des différentes méthodes évoquées dans le chapitre I sera présentée avec la détermination du risque de liquéfaction sur le site de Beugnâtre, référencé site du Km 140 dans la base de données de la SNCF, et ce à partir des mesures géotechniques déterminées in situ et au laboratoire. Ensuite, on proposera une nouvelle méthode basée sur le calcul de la vitesse de cisaillement. Le principe de la méthode repose sur trois étapes majeures : en premier, les données in situ (*SPT, CPT, DMT, PD,  $V_s$* ) sont traduites en profil de vitesse de cisaillement qui représente l'état naturel non saturé du sol, dans la deuxième étape et grâce à la relation développée au chapitre IV, le passage au profil de la vitesse de cisaillement à l'état saturé est possible; ensuite ces données seront traduites en profil de module de cisaillement en petites déformations. Dans la dernière étape et à partir d'une relation déterminée entre le module, le nombre de cycles et les courbes de résistance à la liquéfaction, le rapport de résistance à la liquéfaction et le facteur de sécurité sont déterminés respectivement. Une application directe sur quatre chantiers sélectionnés sur le tracé de la LGV nord sera présentée : les résultats montrent que le facteur de sécurité est largement influencé par la présence des fines, des carbonates, et surtout de la densité. En effet, un état initial d'une couche caractérisée par une certaine cimentation et porosité pourra indiquer un facteur de sécurité assez élevé, alors qu'après saturation, ce facteur change d'une façon importante indiquant un vrai risque de liquéfaction de la couche. Finalement, l'évaluation requise sur les quatre sites étudiés nous laisse un peu sceptiques sur la forme de la fonction utilisée pour étudier l'effet de la densité.

## 5.2 – Evaluation des méthodes existantes portant sur le risque de liquéfaction à partir des mesures in situ

### 5.2.1 – Evaluation par la méthode SPT

A partir des résultats des essais SPT procurés par la SNCF, on a établi les variations de la teneur en eau (figure 5-1(a)) et du nombre de coups (figure 5-1(b)) en fonction de la profondeur pour deux plots, le plot 101 qui est un plot non saturé et le plot 1 qui est un plot saturé. Pour le calcul de  $R_{CR}$ , la méthode de Blake sera adoptée pour sa simplicité dans l'application et la formule de la méthode simplifiée de Seed et Idriss pour le calcul de  $R_{CS}$ .

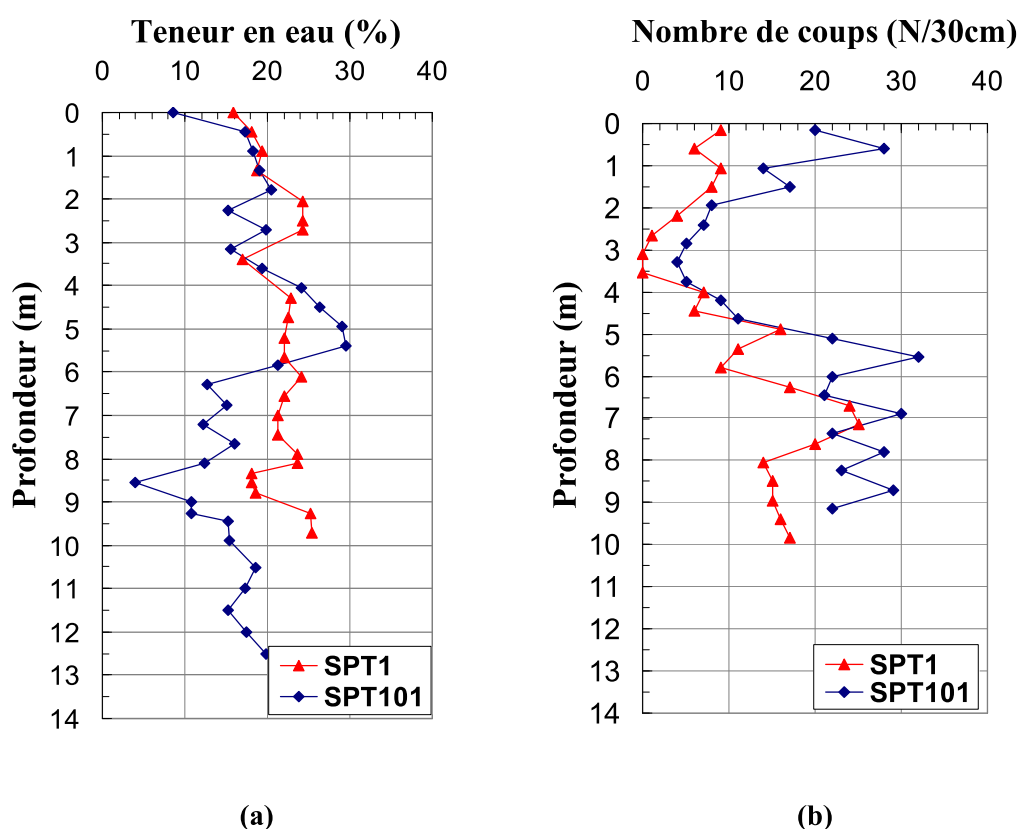


Figure 5-1 : (a) Profil vertical de la teneur en eau ; (b) Profil du nombre de coups en fonction de la profondeur. Plots 101 (non saturé) et 1 (saturé) (SNCF, 2003)

Sur la figure 5-1 (a), on constate que la saturation du plot n'est pas parfaite. La teneur en eau après saturation semble se stabiliser à partir de 4m à 24% alors qu'elle n'a pas trop changé pour les premiers mètres (20%). En revanche, sur la figure 5-1(b) on remarque un changement notable dans le nombre de coups mesuré pour le plot saturé : il est inférieur à celui du plot non saturé, même nul entre 3m et 4m de profondeur pour une faible variation de la teneur en eau. On pense que ceci est principalement dû à l'affaiblissement de liants d'argiles par l'adsorption

d'eau. Dans la suite, on procèdera par l'application de la méthode de Blake pour évaluer le risque de liquéfaction après la saturation du plot.

On rappelle que la méthode consiste à calculer le nombre de coups normalisé et corrigé  $(N_1)_{60cs}$  équivalent à celui d'un sable propre nécessaire pour l'obtention de  $R_{CR,7.5}$ . D'après l'équation (1.11), on a :

$$(N_1)_{60} = N_{mes.} \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S$$

Par référence au tableau 1-8, on considérera les facteurs de corrections  $C_E = C_B = C_S = 1$ ,  $C_R = 0,75$ .  $C_N$  est à calculer avec la profondeur (voir tableau 5-1 ci-dessous) . La correction pour les fines peut être estimée soit par la relation proposée par Robertson et Wride, 1997 (équation 1.10):

$$(N_1)_{60cs} = K_s \cdot (N_1)_{60}$$

$$\text{avec } K_s = 1 + \left[ \left( \frac{0.75}{30} \right) \cdot (F.C. - 5) \right]$$

soit par celle proposée par Seed et Idriss (équation 1.15) :

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta (N_1)_{60}$$

Tableau 5-1 : Calcul analytique détaillé du nombre de coups corrigé  $(N_1)_{60}$  après saturation du plot

Z(m)	N (coups)	w(%)	fines(%)	e <sub>0</sub>	γ(KN/m³)	γ'(KN/m³)	σ'v0(kPa)	K <sub>s</sub>	C <sub>N</sub>	(N <sub>1</sub> ) <sub>60</sub>	(N <sub>1</sub> ) <sub>60cs</sub>	R <sub>CR,7,5</sub>
0,15	9	16,57	20	0,78	17,78	7,78	1,167	1,375	1,7	11,475	15,778	1,72E-01
0,6	6	18,5	20	0,78	18,07	8,07	4,844	1,375	1,7	7,65	10,5187	1,15E-01
1,05	9	19,13	20	0,78	18,17	8,17	8,579	1,375	1,7	11,475	15,778	1,72E-01
1,5	8	19,98	20	0,78	18,30	8,30	12,450	1,375	1,7	10,2	14,025	1,53E-01
2,2	4	23,95	16	0,937	17,37	7,37	16,221	1,275	1,7	5,1	6,502	7,67E-02
2,65	1	23,43	16	0,937	17,30	7,30	19,347	1,275	1,7	1,275	1,6256	5,15E-02
3,1	0	20,128	16	0,937	16,84	6,83	21,197	1,275	1,7	0,00	0,00	4,84E-02
3,55	0	18,74	16	0,822	17,70	7,69	27,311	1,275	1,7	0,00	0,00	4,84E-02
4	7	20,93	16	0,822	18,02	8,02	32,082	1,275	1,7	8,925	11,379	1,24E-01
4,45	6	22,43	18	0,762	18,86	8,86	39,452	1,325	1,592	7,1643	9,492	1,04E-01
4,9	16	24,71	18	0,762	19,21	9,21	45,160	1,325	1,488	17,856	23,660	2,64E-01
5,35	11	22,71	18	0,762	18,90	8,90	47,662	1,325	1,448	11,949	15,833	1,72E-01
5,8	9	11,33	18	0,762	17,15	7,15	41,496	1,325	1,552	10,478	13,883	1,51E-01
6,25	17	31,93	18	0,762	20,32	10,32	64,551	1,325	1,244	15,869	21,026	2,30E-01
6,7	24	32,21	18	0,762	20,37	10,37	69,489	1,325	1,199	21,593	28,610	3,68E-01
7,15	25	21,29	18	0,762	18,68	8,68	62,126	1,325	1,268	23,788	31,519	3,75E-01
7,6	20	22,24	18	0,762	18,83	8,83	67,146	1,325	1,220	18,305	24,254	2,73E-01
8,05	14	21,53	18	0,762	18,72	8,72	70,244	1,325	1,193	12,528	16,599	1,80E-01
8,5	15	19,24	18	0,762	18,37	8,37	71,178	1,325	1,185	13,334	17,668	1,92E-01
8,95	15	21,36	18	0,762	18,70	8,70	77,868	1,325	1,133	12,748	16,892	1,84E-01
9,4	16	23,73	18	0,762	19,06	9,06	85,211	1,325	1,083	12,999	17,224	1,87E-01
9,85	17	23,73	18	0,762	19,06	9,06	89,291	1,325	1,058	13,492	17,878	1,94E-01

Dans les calculs et d'après la méthode de Blake, le facteur  $C_N$  est pris égal à 1,7 dans le cas où sa valeur est supérieure à 1,7; pour  $(N_1)_{60}$  supérieur à 30, sa valeur sera ignorée dans le calcul de  $R_{CR}$ .

Le calcul de la masse volumique du sol a été déterminé à partir de l'équation suivante :

$$\gamma = \left( \frac{1+w}{1+e} \right) \times G_s \times \gamma_w$$

où  $G_s$  est la masse volumique des particules moyenne  $G_s = 2,715$ .

Pour déterminer le facteur de sécurité  $F_s = R_{CR} / R_{CS}$ , et en se basant sur des mesures in-situ (figure 5-2), on a considéré une valeur de 0,05 pour le rapport de l'accélération horizontale maximale sur pesanteur ( $a_{\max}/g$ ) dans le calcul de  $R_{CS}$ . Le calcul de  $R_{CS}$  étant fait à partir de l'équation (1.1). Finalement, on multiplie  $R_{CR}$  par le facteur d'échelle  $K_m$ . Vu que l'effet du passage du TGV n'est pas similaire à celui d'un séisme, il reste difficile à déterminer le vrai facteur d'échelle. Sachant que cet effet est inférieur à celui d'un séisme de 7,5 de magnitude et par référence à la figure 1-11, ce facteur est largement influencé par  $r_d$ , donc par la profondeur : il augmente avec la profondeur. En première approximation, on prend une valeur moyenne croissante de 1,75 en surface jusqu'à 2,25 à la profondeur de 14m environ dans le calcul.

### Section 2 Acc X Maxi (m/s<sup>2</sup>)

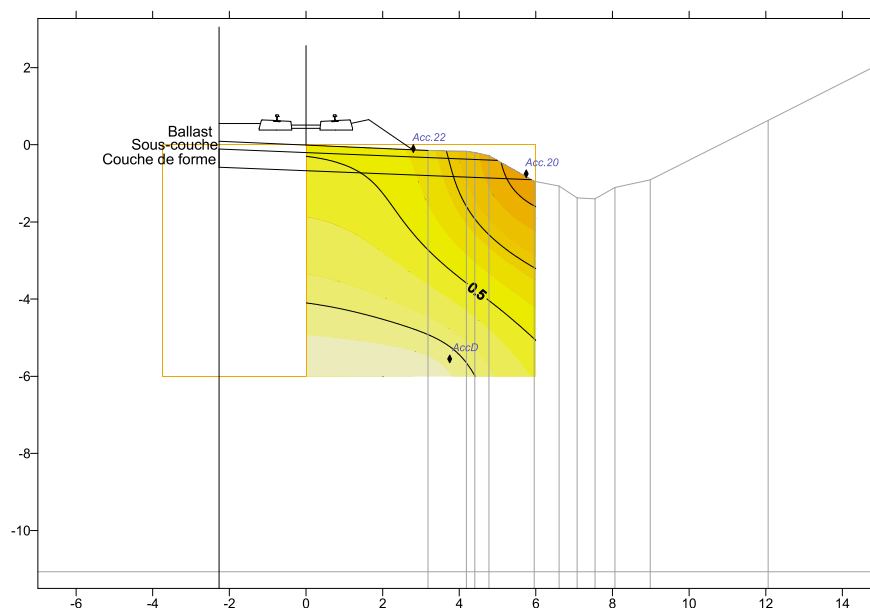


Figure 5-2 : : Courbes d'isovaleurs (interpolation) des accélérations horizontales maximales mesurées sur le site de Beugnâtre (SNCF, 2004)

Sur la figure 5-3 (a), on représente la variation de  $R_{CR}$  et de  $R_{CS}$  déterminés à partir de la méthode SPT. Comme le montre la figure, le  $R_{CR}$  est inférieur à  $R_{CS}$  pour la couche de 2m à



4m. Ceci se traduit par un facteur de sécurité proche de l'unité après avoir multiplié par le facteur échelle (figure 5-3b). Donc la couche située à 3,10m avec un facteur de sécurité de l'ordre de 1,16 est "probablement" celle qui représente le plus grand risque de liquéfaction.

Si l'on calcule la probabilité de la liquéfaction à cet endroit en utilisant l'équation (1.23) on trouve une probabilité de l'ordre de 39%, étant la plus importante par rapport aux autres couches.

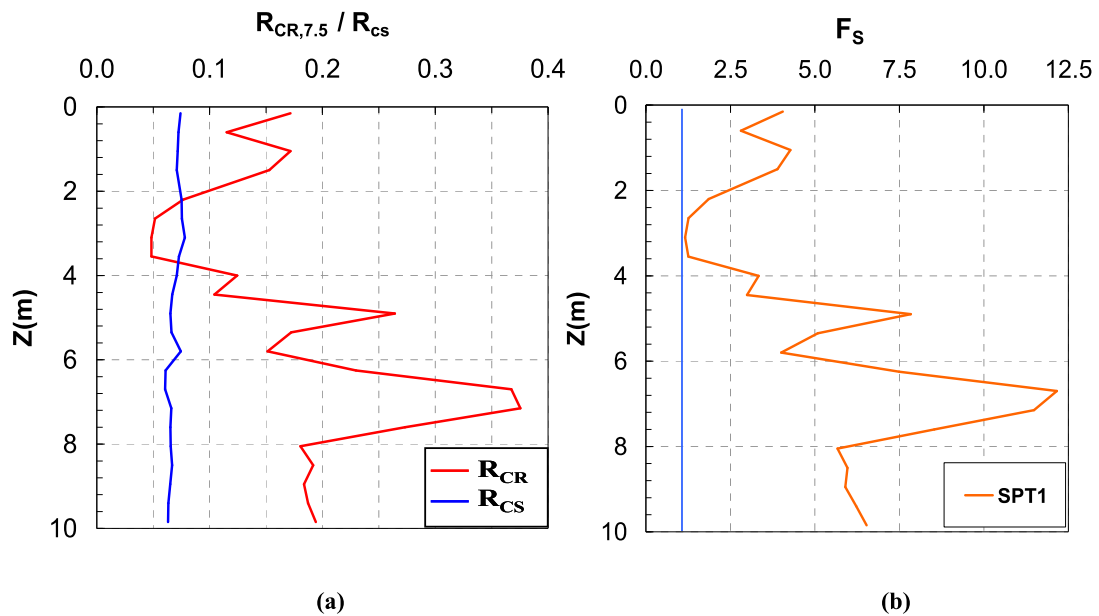


Figure 5-3 : (a) Courbes de  $R_{CR}$  et  $R_{CS}$  déterminées à partir de la méthode SPT pour le plot 1 (b) le profil du facteur de sécurité en profondeur

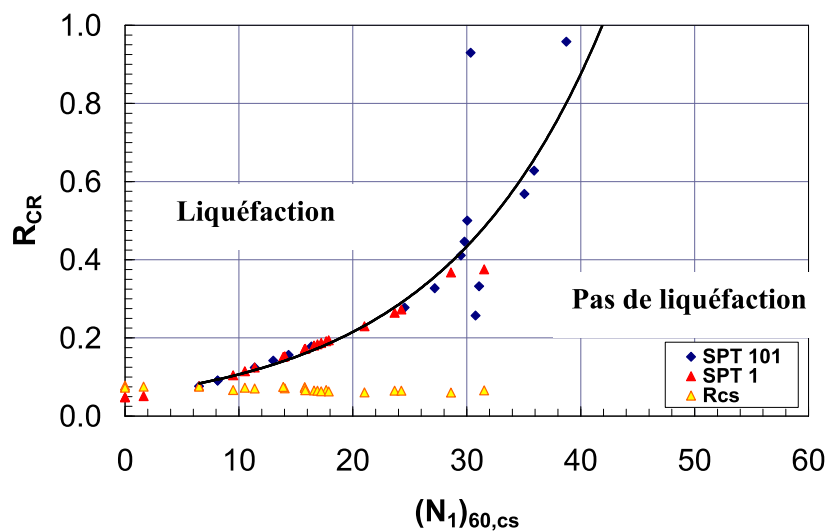


Figure 5-4 : Courbe simplifiée recommandée pour le calcul de  $R_{CR}$  à partir du SPT pour un  $5\% \leq F.C. \leq 35\%$  pour les plots saturé et non saturé

Ces 39% ne sont pas forcément représentatifs du vrai potentiel de liquéfaction de cette couche, car la cohérence dans ces calculs de probabilité dépend largement de la consistance entre les mesures SPT et CPT. Finalement, on peut aussi observer que la forme de la variation du facteur de sécurité est identique à celle de  $R_{CR}$ , comme si  $R_{CS}$  joue le rôle d'un axe de référence et que l'enveloppe du  $R_{CR}$  situe les points par rapport à cet axe. Pour comprendre cette idée, on présente sur la figure 5-4, la variation de  $R_{CR}$  pour les deux plots, saturé et non saturé, en fonction du nombre de coups normalisé. La relation est une courbe délimitant deux zones : zone où les points de  $R_{CS}$  sont situés en dessous de la courbe et sont classés comme potentiellement « non liquéfiables » et zone où les points  $R_{CS}$  sont situés au dessus et sont classés avec un potentiel de liquéfaction « extensive », alors que tous les points de  $R_{CS}$  situés sur la courbe sont classés avec un potentiel de liquéfaction « marginale ».

La courbe montre aussi que l'effet de la saturation sur  $R_{CR}$  n'est pas significatif: les deux courbes se confondent. Quelques soient les résultats, on ne peut pas vraiment juger sur l'effet des fines, des carbonates et de la saturation sur le calcul de  $R_{CR}$ . La seule conclusion qu'on peut déduire de cette méthode, c'est qu'il existe une couche potentiellement liquéfiable située entre 2m et 4m avec une probabilité de liquéfaction de l'ordre de 39%.

### 5.2.2 – Evaluation par la méthode CPT

On présentera au début de ce paragraphe les données (la résistance de pointe et le frottement latéral en fonction de la profondeur) des plots CPT101 et CPT1 procurées par la SNCF. Le plot CPT101 est un plot non saturé alors que le plot CPT1 est un plot saturé. Pour le calcul de  $R_{CR}$ , la méthode itérative et intégrale de Robertson et Wride détaillée au chapitre I sera adoptée. Bien que l'essai CPT soit plus fiable que l'essai SPT (voir tableau 1-4), il existe néanmoins un désavantage car aucun échantillon ne peut être récupéré par l'essai de pénétration à cône. Des corrélations entre la résistance de pointe, le rapport de frottement ( $FR = f_s / q_c \times 100$ ) et le pourcentage des fines existent dans la littérature (Suzuki et al., 1995a ; 1995b; Robertson et Wride, 1997; Olsen, 1997; Mitchell et Brandon, 1998) et qui pourront être utilisées en revanche.

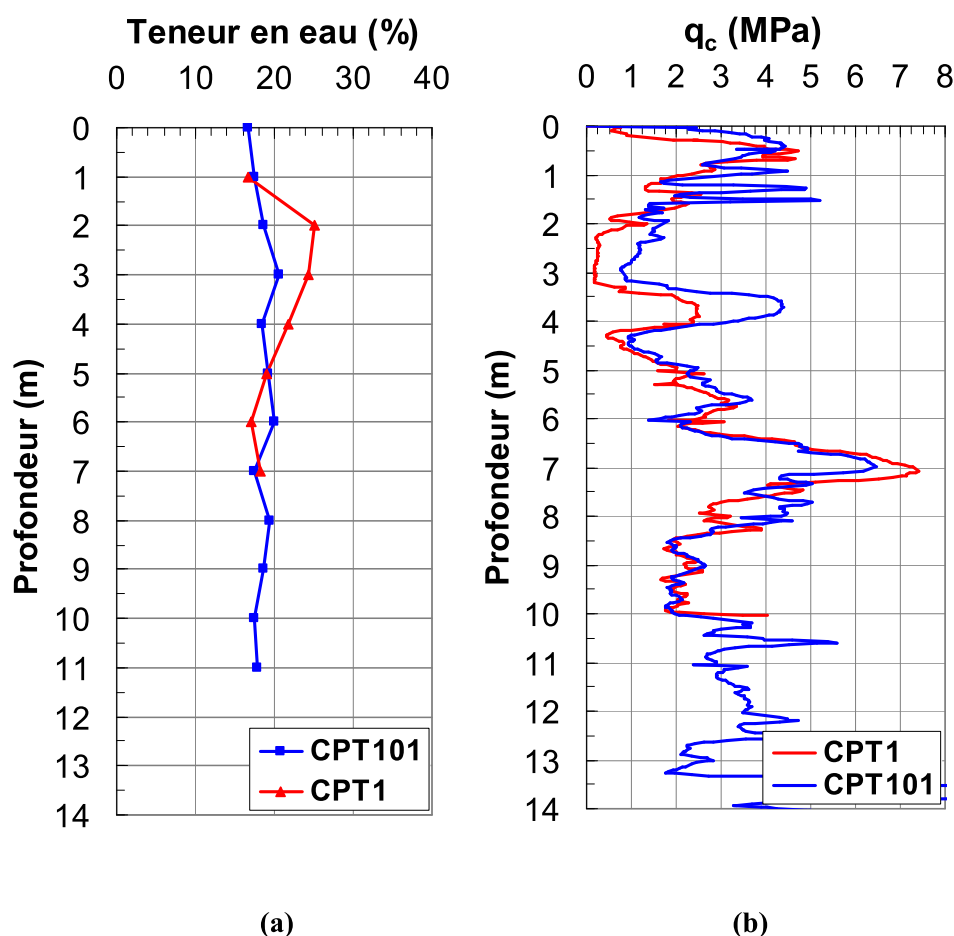


Figure 5-5 : Profil vertical de (a) la teneur en eau (b) et de la résistance de pointe en fonction de la profondeur pour les deux plots CPT101 et CPT1

Sur la figure 5-5 (a) on remarque que la teneur en eau après la saturation du sol n'a pas trop changé sauf dans le sol entre 1m et 5m. La variation de la teneur en eau à 2m est la plus importante : de 18% à 25%. On peut observer l'effet de cette faible variation sur les courbes de résistances de pointes présentées sur la figure 5-5 (b). Celles-ci indiquent une faible résistance à la pénétration entre les couches 2m et 3,50m et pour la couche à 4,36m. Donc, cela pourrait suggérer que ces couches représentaient un certain risque de liquéfaction. Pour vérifier, on rappelle sur la figure 5-6, et sous la forme d'un diagramme, la procédure à suivre dans la méthode de Robertson et Wride. En première étape, on procède par éliminer les couches qui ont un comportement d'une argile (avec la vérification du critère chinois). Les autres couches sont reclassées comme sols granulaires plastiques ( $I_c > 2,6$ ) et non plastiques ( $I_c < 2,6$ ). Le but de cette classification est l'obtention d'une résistance de pointe normalisée

équivalente à celle d'un sable propre. L'application directe de la méthode sera présentée dans la suite.

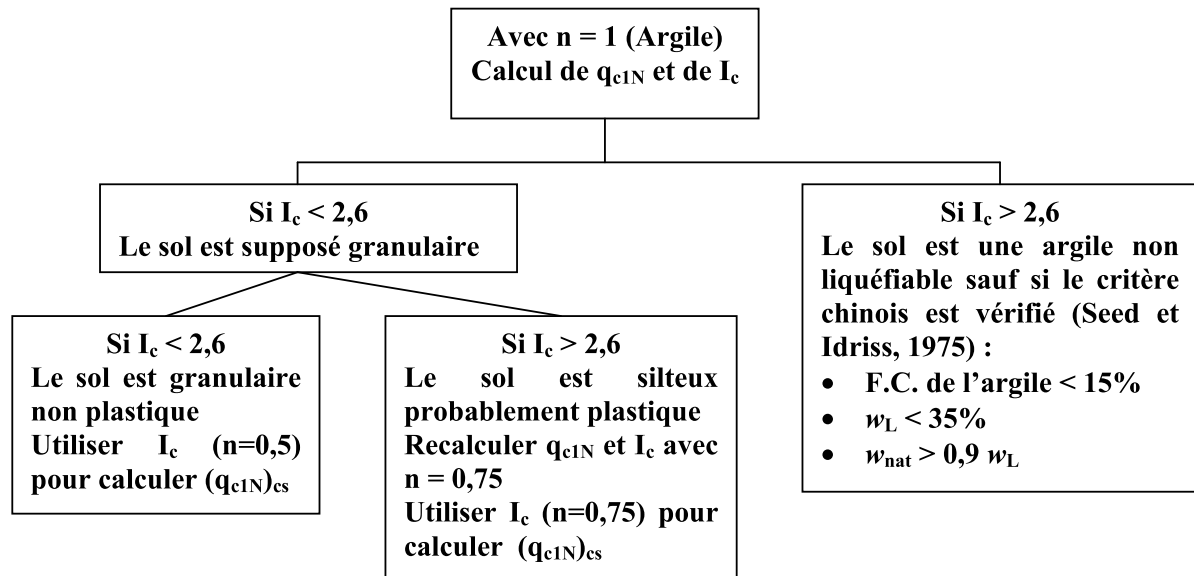


Figure 5-6 : Diagramme résumant la procédure de Robertson et Wride pour le calcul de résistance de pointe normalisée

A – Première étape :  $n = 1$ , le sol est supposé argileux

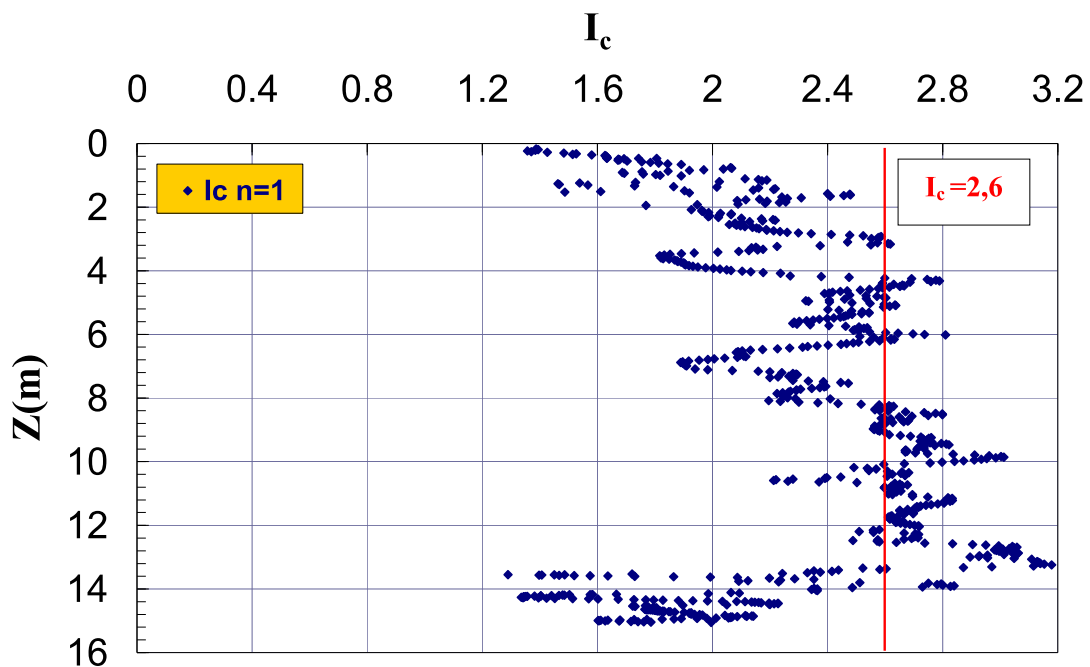


Figure 5-7 : Profil de l'indice du comportement du sol  $I_c$  pour  $n=1$

Sur la figure 5-7, on présente le premier profil de l'indice du comportement limite des sols,  $I_c$  pour  $n = 1$ . A cette étape, l'indice pour des valeurs supérieures à 2,6 reflète le comportement d'une argile non liquéfiable. Selon la figure, apparemment ceci concerne les couches entre 4m à 6m, et puis les couches à partir de 8m. Sauf si le critère chinois est vérifié, ces couches seront éliminées dans la deuxième étape de la procédure, or on peut directement conclure que ce critère n'est pas vérifié puisque la teneur en eau dans ce cas là est inférieure à  $0,9 \times w_L$  ( $0,9 \times 28 \% = 25,2\%$ ).

En suivant l'organigramme décrit par Robertson et Wride, le calcul est refait pour  $I_c < 2,6$  (les couches granulaires) avec  $n = 0,5$ . Le profil de  $I_c$  pour cette étape est présenté sur la figure 5-8. Les couches granulaires identifiées comme granulaires non plastiques sont celles où  $I_c < 2,6$ , et les couches où le sol est silteux, probablement plastique sont situées au delà de la droite  $I_c = 2,6$ . Ceci concerne les couches situées entre 1m et 6m de profondeur. Le calcul pour ces couches doit être refait avec  $n = 0,75$ . Les autres conservent leur  $I_c$  pour le calcul de la résistance de pointe normalisée,  $q_{c1N}$ .

Sur la figure 5-9, on récapitule la distribution des couches : zone 1 concerne les couches où le sol est granulaire non plastique, zone 2 concerne les couches avec probablement des argiles

**B – Deuxième étape :  $n=0,5$ , le sol est supposé granulaire**

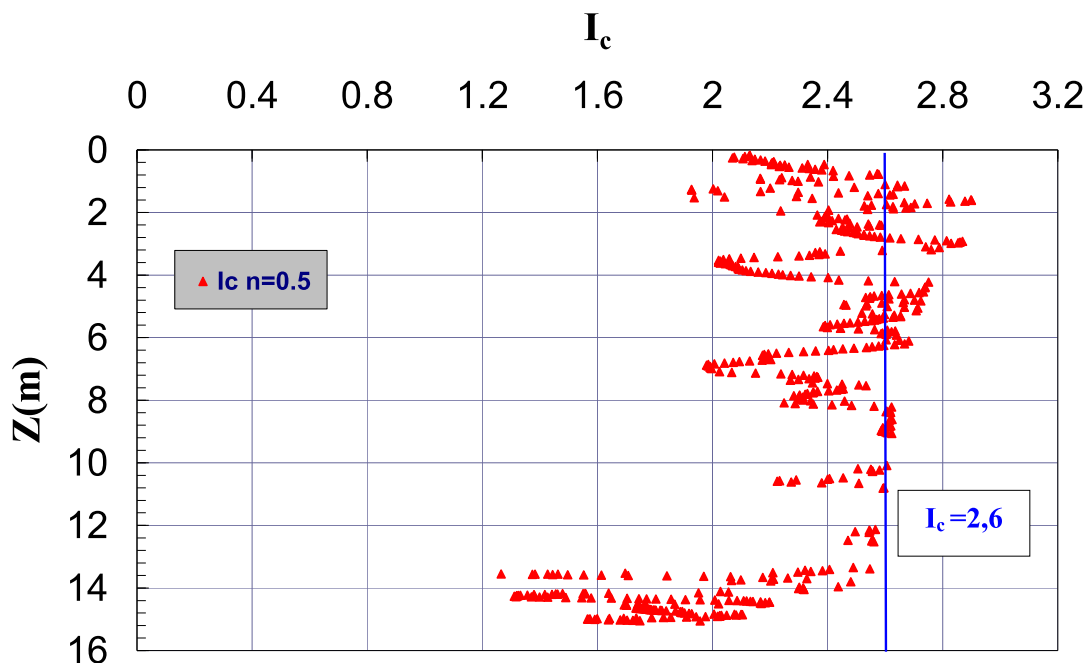


Figure 5-8 : Profil de l'indice du comportement du sol  $I_c$  pour  $n=0,5$

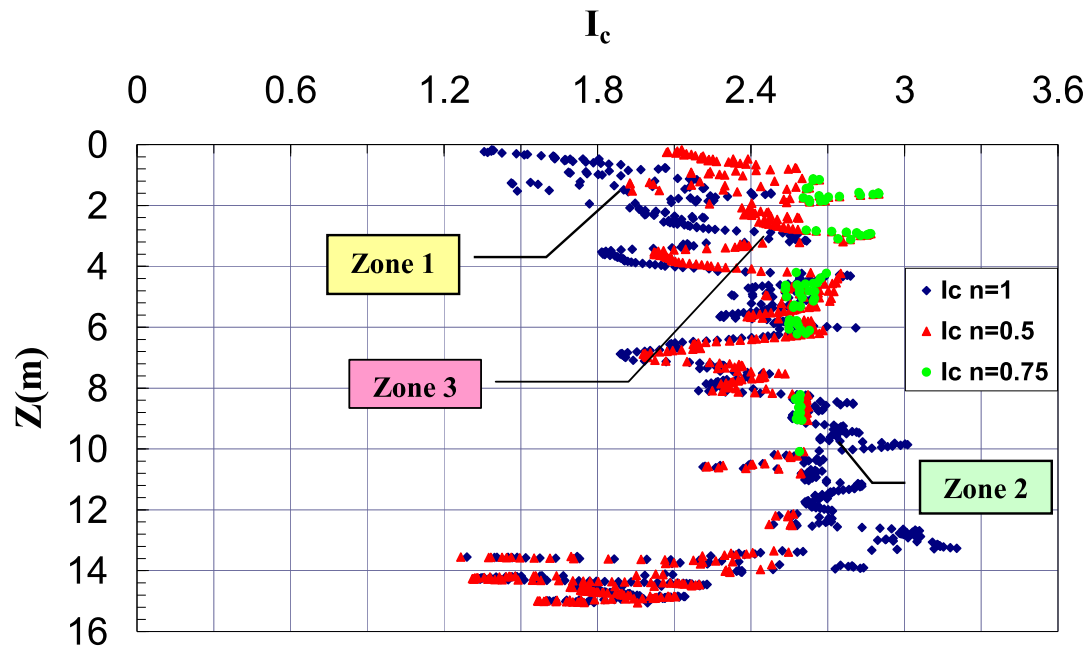


Figure 5-9 : Profils de l'indice du comportement limites des couches (a) Zone 1: les couches granulaires non plastiques (b) Zone 2 : les couches avec probablement des argiles non liquéfiables (c) Zone 3 : sols silteux probablement plastiques et argiles non liquéfiables.

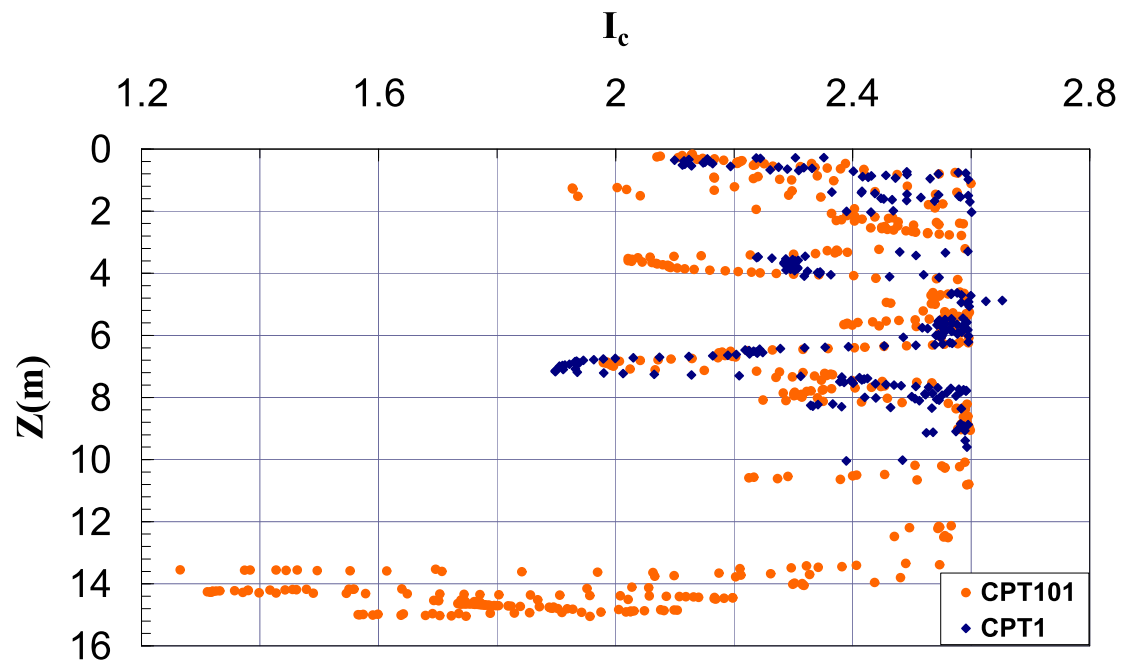
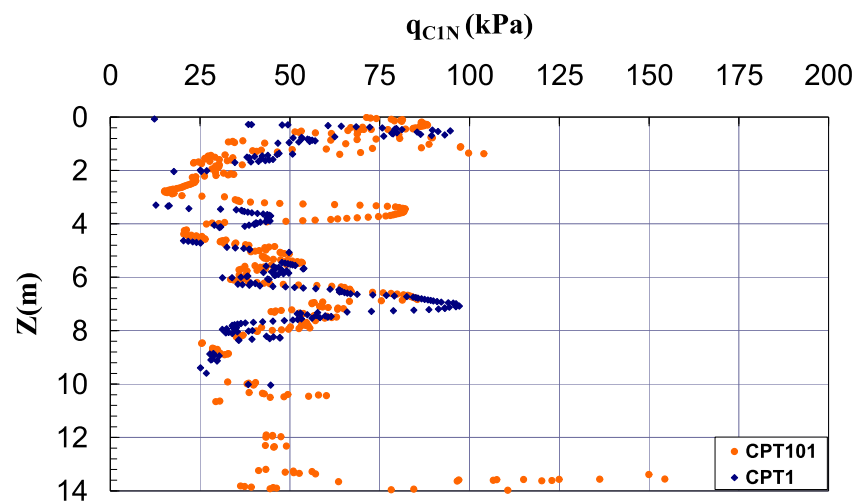


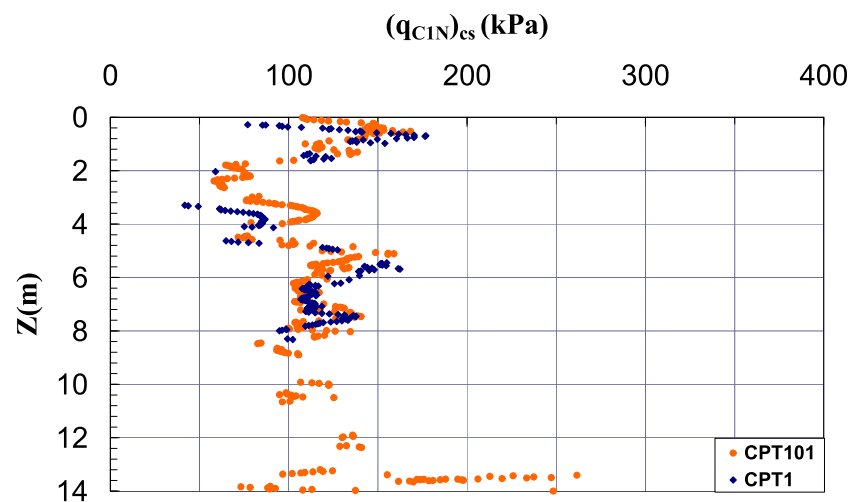
Figure 5-10 : Profil final de l'indice du comportement du sol  $I_c$  pour le calcul de  $R_{CR}$  pour les plots 101 et 1

non liquéfiables (puisque le critère chinois n'est pas vérifié et  $F > 1\%$ ), et la zone 3 concerne les sols silteux probablement plastiques et des argiles non liquéfiables.

Sur la figure 5-10 on présente les valeurs finales de  $I_c$  retenues pour le calcul du  $R_{CR}$ . Le tableau 1-10 donne une idée plus claire sur la nature des couches d'après leur  $I_c$ . On peut remarquer sur cette figure que l'effet de l'eau n'est pas mis en évidence, seul entre 2m et 3m  $I_c$  n'existe plus pour le plot saturé (CPT1).



(a)



(b)

Figure 5-11 : (a) Profil de la résistance de pointe normalisée par rapport à la contrainte verticale effective (b) Profil de la contrainte normalisée multipliée par le facteur correcteur  $K_c$  pour obtenir  $(q_{C1N})_{cs}$

Ceci expliquera peut-être la nature argileuse de ces couches. D'après l'organigramme détaillé sur la figure 1-15, la détermination de  $K_c$  (1.18), un facteur correcteur qui est fonction des caractéristiques des particules du sol, est conditionné par  $I_c$ .

Sur la figure 5-11 (a) on présente la variation de la résistance de pointe normalisée par rapport à la contrainte effective verticale, et sur la figure 5-11 (b) on présente la résistance de pointe multipliée par  $K_c$ , pour obtenir son équivalent dans le cas du sable propre  $(q_{c1N})_{cs}$ . A partir de ces figures, on voit que l'effet de l'eau n'est visible qu'entre les couches 2m et 4m où les valeurs de la résistance de pointe sont plus faibles par rapport à celles mesurées à l'état initial. A partir de 4m, le sol semble avoir une résistance plus importante par rapport aux couches sensibles situées entre 2m et 4m.

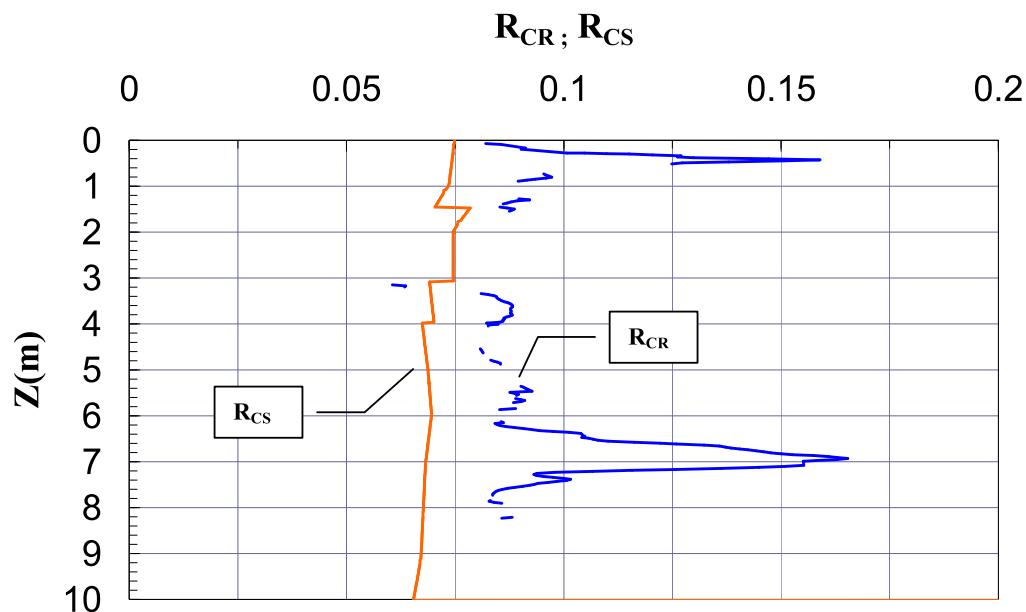


Figure 5-12 : Variation des deux rapports  $R_{CR}$  et  $R_{CS}$  pour le plot saturé CPT1

Sur la figure 5-12, on présente la variation des variables  $R_{CR}$  et  $R_{CS}$  dans le cas du plot saturé. La couche qui semble représenter un risque est située à 3,30m avec un facteur de sécurité de l'ordre de 1,7 (figure 5-13). Pour les autres couches situées entre 1m et 6m, elles présentent tous à peu près le même facteur de sécurité de l'ordre de 2,5. Une autre façon d'identifier les points à risque est en traçant la courbe  $R_{CR}$  en fonction de  $(q_{c1N})_{cs}$ . On présente sur la figure 5-14, la variation du  $R_{CR}$  pour le plot saturé en fonction de la résistance de pointe normalisée. La relation est une courbe délimitant deux zones : zone où les points de  $R_{CS}$  sont situés en



dessous de la courbe, appelée zone potentiellement « non liquéfiable » et zone où les points sont situés au dessus, appelé zone avec un potentiel de liquéfaction « extensive » : on peut remarquer la présence de deux points (encerclés sur la figure) dans cette zone et qui correspondent à la profondeur de 3,3m .

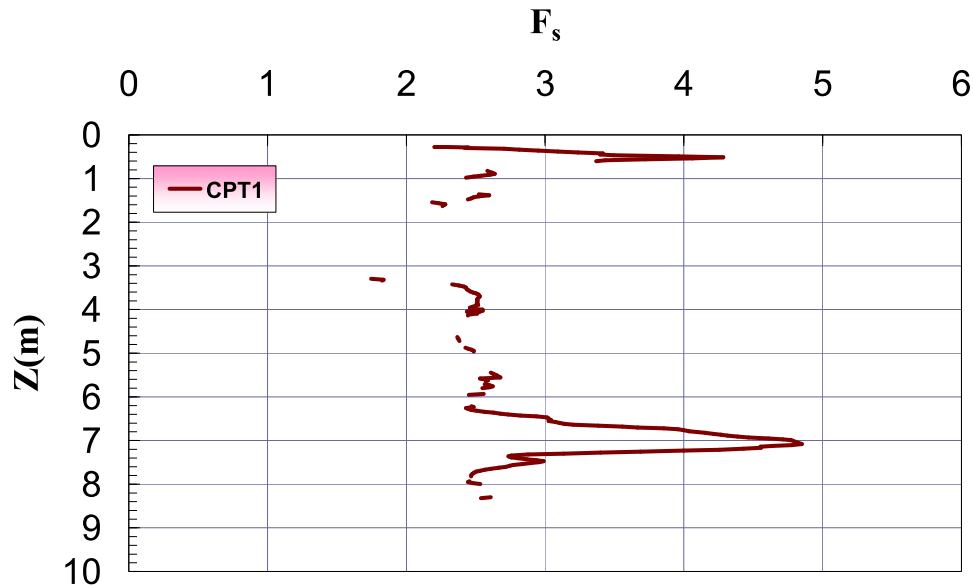


Figure 5-13 : Profil du facteur de sécurité pour le plot CPT1

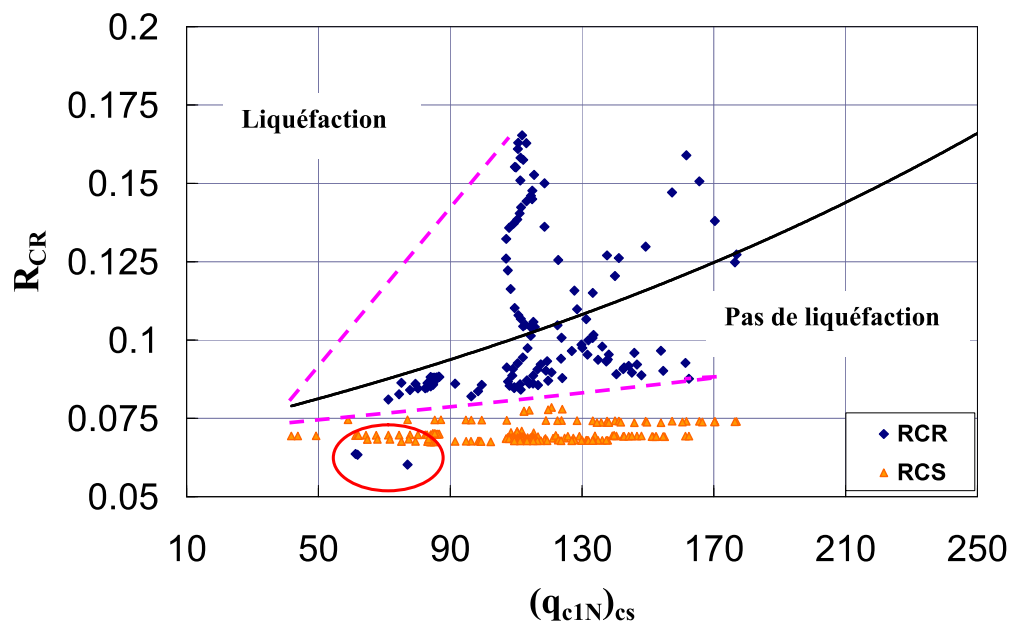
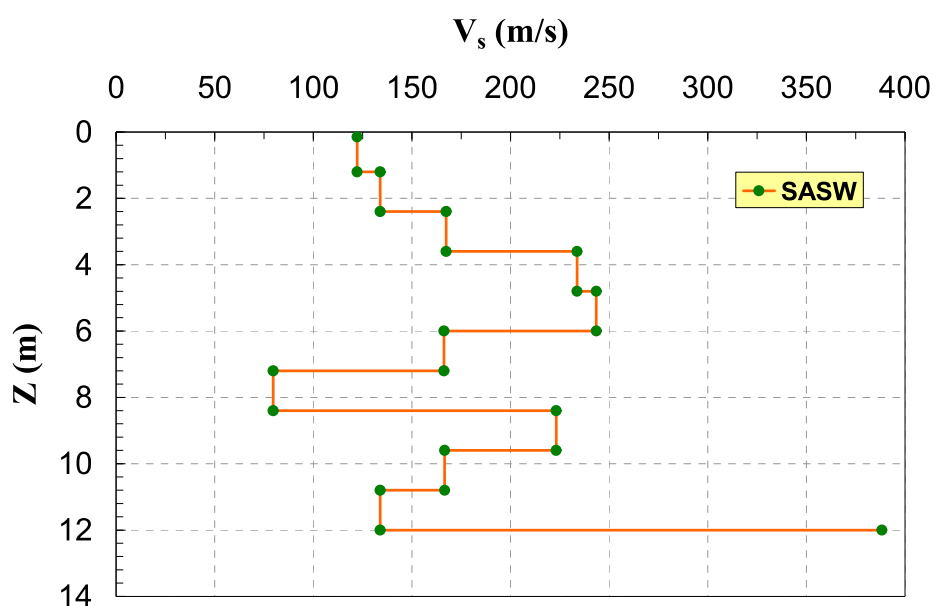


Figure 5-14 : Evaluation du risque de liquéfaction suivant la relation  $R_{CR} - (q_{c1N})_{cs}$

### 5.2.3 – Evaluation par la méthode $V_s$

On va essayer de montrer dans ce paragraphe les avantages et les limites de l'approche proposée par Andrus et Stokoe (1997) et améliorée par Andrus et al. (1999). Sur le site de Beugnâtre, le profil vertical de la vitesse des ondes de cisaillement a été déterminé par la méthode d'analyse spectrale des ondes de surface (SASW). Les résultats des ondes de cisaillement mesurées sont présentés dans le tableau 5-2.  $V_s$  a été mesurée tous les 1,20 m. La masse volumique supposée constante et le coefficient de Poisson ont été déterminés par un calcul inverse de la méthode (tableau 5-2). Le profil de  $V_s$  est présenté sur la figure 5-15.



Ceci suppose que le rapport des contraintes verticales, totales et effectives, est calculé en considérant une nappe phréatique affleurante.

Tableau 5-2 : Mesures de la vitesse de cisaillement sur le site de Beugnâtre par SASW (SNCF, 2004)

Profondeur (m)	$V_s$ (m/s)	$\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\nu$
0,0	122,2	1,7689	0,4265
1,2	133,9	1,7689	0,4297
2,4	167,4	1,7689	0,2937
3,6	233,7	1,7689	0,3670
4,8	243,5	1,7689	0,3919
6,0	166,3	1,7689	0,4654
7,2	79,7	1,7689	0,4682
8,4	223,2	1,7689	0,4187
9,6	166,6	1,7689	0,4717
10,8	133,9	1,7689	0,4711

Avec une densité spécifique des particules moyenne  $G_s = 2,715$ , on peut calculer les valeurs du poids volumique du sol qui sont présentées au tableau 5-3.

Tableau 5-3 : Variation du poids volumique du sol avec la profondeur

Z(m)	$e_o$	w(%)	$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )
1,2	0,78	19	18,15
2,4	0,937	19,4	16,74
3,6	0,822	19,4	17,79
4,8	0,762	19,7	18,44
6	0,953	20	16,68
7,2	0,98	19	16,32
8,4	0,98	19,5	16,39
9,6	0,98	19	16,32
10,8	0,98	19	16,32
12	0,98	19	16,32
13,2	0,98	20	16,45

Pour le calcul de  $R_{CR}$ , l'équation (1.33) proposée par Andrus et Stokoe (1997, 2000)

$$R_{CR} = a \left( \frac{V_{s1}}{100} \right)^2 + b \left( \frac{1}{V_{s1}^* - V_{s1}} - \frac{1}{V_{s1}^*} \right)$$

où  $V_{s1}$  est la vitesse de cisaillement corrigée par rapport à la contrainte verticale effective et

$$\text{est égale à : } V_{s1} = V_s \times C_v = V_s \left( \frac{P_a}{\sigma'_{v0}} \right)^{0.25}$$

$V_{sl}^*$  est la valeur limite de  $V_{sl}$  marquant le début de la liquéfaction,  $a$  et  $b$  sont des paramètres d'ajustement, égaux à 0,03 et 0,9 respectivement (0,022 et 2,8 pour Youd et al., 2001) ;

$V_{sl}^*$  est supposée varier linéairement en fonction du pourcentage des fines pour le sable et le gravier, de 220 m/s (NCEER, 1996) et 215 m/s (Youd et al., 2001) pour un F.C.  $\leq 5\%$ , 210 m/s pour F.C.  $\approx 20\%$  et 200 m/s pour un F.C.  $\geq 35\%$ .

La valeur limite de la vitesse de cisaillement dans les sols sableux a été estimée comme :

$$\begin{aligned} V_{sl}^* &= 215 \text{ m/s} & F.C.(%) \leq 5 \\ V_{sl}^* &= 215 - 0.5(F.C. - 5) \text{ m/s} & 5 < F.C.(%) \leq 35 \\ V_{sl}^* &= 200 \text{ m/s} & F.C.(%) \geq 35 \end{aligned}$$

**Tableau 5-4 : Calcul de  $R_{CR}$  par la méthode proposée par Andrus et Stokoe (1997, 2000)**

Z(m)	$e_0$	w (%)	$\sigma'_{v0}$ (kPa)	$V_s$ (m/s)	%F.C.	$V_{sl}^*$ (m/s)	$V_{sl}$ (m/s)	$R_{CR}$
1,2	0,78	19	9,78	122,2	20	207,5	218,52	0,0572253
2,4	0,937	19,4	16,176	133,9	16	209,5	217,00	0,0169710
3,6	0,822	19,4	28,044	167,4	16	209,5	230,04	0,1106276
4,8	0,762	19,7	40,512	233,7	18	208,5	292,93	0,2424463
6	0,953	20	40,08	243,5	16	209,5	306,03	0,2673477
7,2	0,98	19	45,504	166,3	16	209,5	202,48	0,2468829
8,4	0,98	19,5	53,676	79,7	16	209,5	93,11	0,0294473
9,6	0,98	19	60,672	223,2	16	209,5	252,90	0,1668399
10,8	0,98	19	68,256	166,6	16	209,5	183,29	0,1308288
12	0,98	19	75,84	133,9	16	209,5	143,48	0,0711009
13,2	0,98	20	85,14	388,3	16	209,5	404,24	0,4813003

On note que l'équation proposée par les auteurs doit être utilisée uniquement dans le cas où  $V_{sl}$  est  $\geq 125$  m/s. Or on remarque que le point situé à 8,4m ne vérifie pas cette condition (tableau 5-4). Ceci est dû à la faible vitesse mesurée in situ qui est de l'ordre de 79,7m/s. On pense que cette valeur n'est pas normale sachant que la technique SASW qui est connue pour sa fiabilité dans ses mesures en faibles profondeurs, devient malheureusement imprécise à partir des profondeurs importantes.

Sur la figure 5-16, on présente les variations de  $R_{CR}$  et de  $R_{CS}$  avec la profondeur déterminées à partir de la méthode mentionnée précédemment. Le facteur de sécurité étant le rapport de ces deux variables multiplié par le facteur échelle, est présenté sur la figure 5-17.

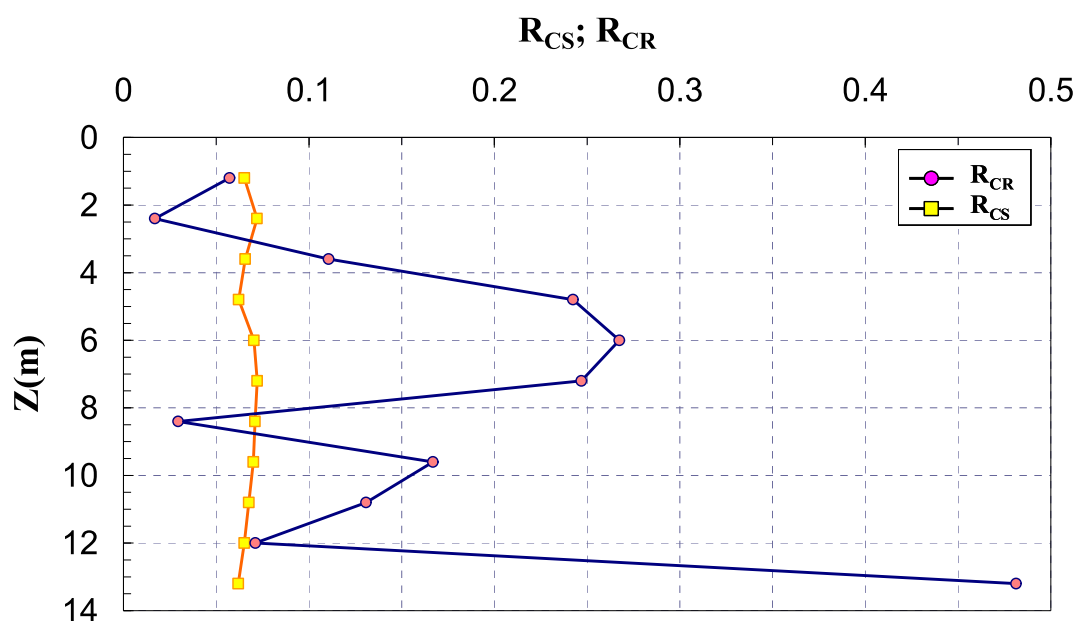


Figure 5-16 : Variations de  $R_{CR}$  et  $R_{CS}$  déterminées à partir de la méthode de Andrus et Stokoe (1997, 2000)

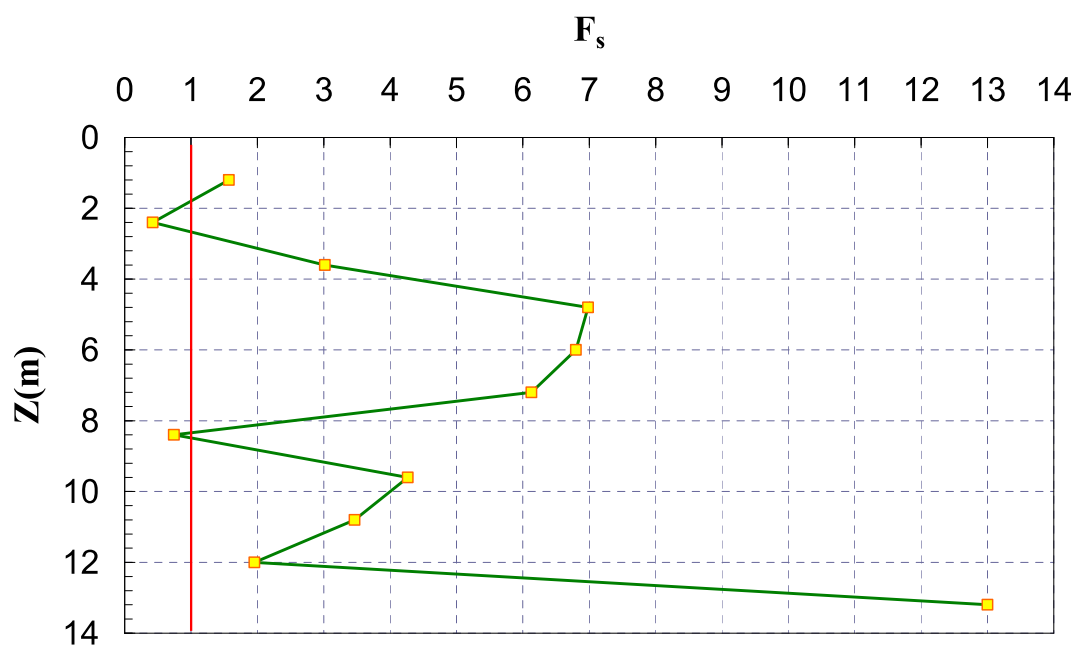


Figure 5-17 : Variation du facteur de sécurité

A partir de ces figures, on peut identifier deux points avec risque de liquéfaction élevé : leurs facteurs de sécurité est de 0,4 pour la couche à 2,40m et de 0,75 pour la couche à 8,40m (couche soupçonnée avoir une mesure de vitesse de cisaillement erronée). Une autre façon d'évaluer le risque de liquéfaction de ces couches à partir des mesures de  $V_s$  est en traçant la courbe  $R_{CR}$  en fonction de la vitesse de cisaillement normalisée,  $V_{s1}$  (figure 5-18).

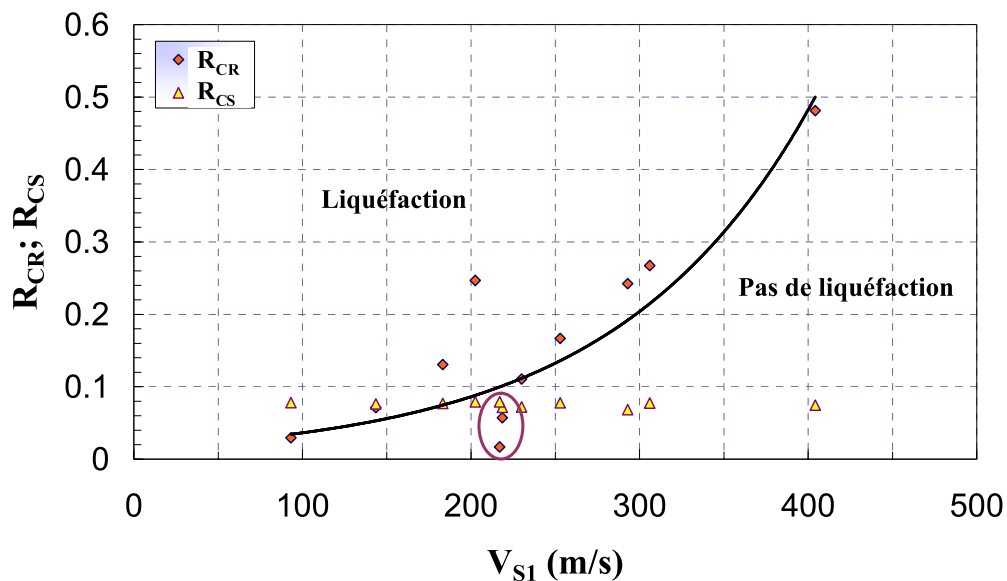


Figure 5-18 : Evaluation du risque de liquéfaction suivant la relation  $R_{CR} - V_{s1}$

Encore une fois, la représentation de  $R_{CR}$  en fonction de  $V_{s1}$  nous montre une relation exponentielle qui sépare la zone de liquéfaction de la zone de non liquéfaction. On peut facilement identifier les deux points où le  $R_{CS}$  est supérieur à leur  $R_{CR}$ , comme discuter avant.

Finalement, on présente sur la figure 5-19 la comparaison entre les facteurs de sécurité obtenus par les trois méthodes. La figure montre que les trois méthodes sont assez cohérentes et indiquent des couches à risque situées entre 2m et 4m. Par contre, les facteurs de sécurité calculés par les méthodes SPT et CPT sont compris entre 1 et 2 pour ces couches à risque, alors qu'il est inférieur à 1 selon l'approche par  $V_s$ . On pourrait bien sûr se poser la question sur la précision des mesures de  $V_s$  réalisées à des profondeurs supérieures à 6m.

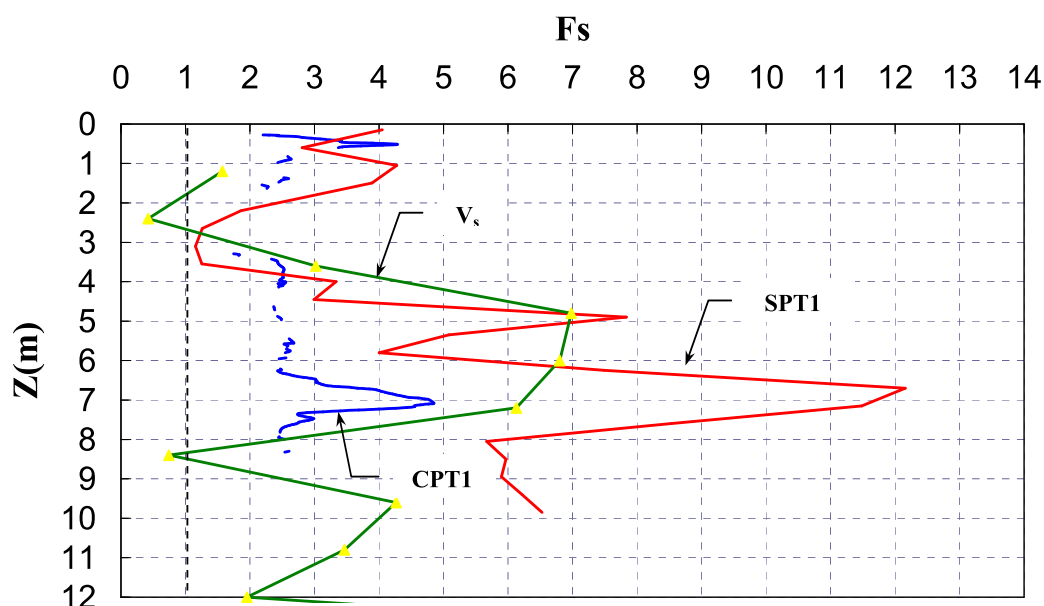


Figure 5-19 : Comparaison entre les facteurs de sécurité déterminés à partir des trois méthodes classiques d'évaluation du risque de liquéfaction

### 5.3 – Conclusion

Dans le paragraphe 5.2 on a essayé d'adopter et d'appliquer respectivement les trois méthodes classiques utilisées pour évaluer le risque de liquéfaction d'un sol soumis à des chargements dynamiques. L'application directe était faite sur le site de Beugnâtre où les données in situ sont disponibles. Les résultats ont montré qu'il existe des couches à risque situées entre 2m et 4m. Les essais triaxiaux cycliques ont montré que c'est la couche à 2,20m qui est la plus liquéfiable. Ceci est en bon accord avec l'approche par  $V_s$  indiquant un facteur de sécurité de 0,4 pour cette profondeur. Néanmoins, on ne peut pas tirer des jugements globaux concernant ces méthodes surtout en ce qui concerne les incertitudes. De plus, certains facteurs importants ne sont pas pris en considération. Par exemple, l'effet des fines et de la cimentation naturelle pour les sols à âge pléistocène ne figure dans aucune de ces méthodes. L'effet de la teneur en eau et du comportement de l'argile avec l'augmentation du degré de saturation ou bien de la charge appliquée sur la variation de la vitesse de cisaillement n'existe pas non plus. La méthode de Blake et al., comme la plupart d'autres méthodes, sont des méthodes empiriques qui sont souvent appliquées pour le cas d'un sable saturé, non cimenté, d'âge holocène avec la présence des fines.

## 5.4 – Développement d'une méthode permettant d'évaluer le risque de liquéfaction à partir d'essais in situ sur sols non saturés

### 5.4.1 – Introduction

L'effet du vieillissement sur la résistance à la pénétration est reflété par un nombre de coups plus grands ou une résistance de pointe plus importante (Mitchell, 1986 ; Joshi et al., 1995). La résistance à la liquéfaction est manifestement sous estimée quand on utilise les corrélations conventionnelles obtenues par les mesures SPT, CPT ou  $V_s$ . Youd et Hoose (1971) et Youd et Perkins (1978) ont été parmi les premiers à noter l'augmentation de la résistance du sable avec l'âge géologique. Ils ont observé que les dépôts sédimentaires entre les premières centaines d'années sont généralement plus susceptibles à la liquéfaction que les sédiments Holocènes (<10000 années). Les Pléistocènes et les pré- Pléistocènes, eux, sont les plus résistants. Mitchell et Solymar (1984) et Mitchell (1986) ont conclu que le vieillissement est un résultat de mécanismes chimiques tel la formation de gel d'acide de silice sur la surface des particules et des précipitations de silice à partir des solutions. Ces précipitations créent des liants de cimentation au niveau des contacts inter particules (Joshi et al., 1995). Mesri et al.(1990) attribuent l'augmentation de la rigidité des sols naturellement cimentés à l'amélioration du frottement qui se développe durant la consolidation secondaire. Selon les auteurs, durant cette consolidation (vieillissement drainé) l'augmentation de la résistance est due à une diminution de la densité résultant des réarrangements continus des particules de sable. En 1991, Schmertmann indique que les effets du vieillissement sont les résultats de l'augmentation des contraintes effectives in situ, des glissements des grains, des déplacements dispersives des particules, etc. Olsen et al. (2001) considèrent que pendant une courte période de quelques centaines à quelques milliers d'années, les effets mécaniques dus au réarrangement des grains pendant la consolidation secondaire dominant vraisemblablement le mécanisme de vieillissement. Cependant, avec le temps géologique la cimentation chimique peut devenir prédominante. La question qui peut nous parvenir à l'esprit est, *qu'en est-il de l'impact du vieillissement du sol sur les résultats d'essais in situ ?*

Bien que les mécanismes du vieillissement dans le sable ne soient pas clairement identifiés, leur effet est pourtant bien reflété dans les résultats des essais : augmentation du nombre de coups dans les essais SPT, de la résistance de pointe dans les essais CPT et de la vitesse de cisaillement (Skempton,1986; Kulhawy et Mayne, 1990 ; Leon et al., 2006). En 1996, Arango et Miguez ont indiqué que les résistances de pénétration sont des mauvais indicateurs des



conditions des dépôts de sable in situ quand la question de vieillissement existe. L'incapacité de ces essais de mettre en évidence les effets du vieillissement est essentiellement attribuée à la nature de ces essais qui ne sont pas assez sensibles pour détecter les changements mineurs dans la fabrique du sol et qui peuvent augmenter la résistance à la liquéfaction. Destructifs dans leur nature, les essais détruisent la macrostructure du sol durant leur réalisation et par conséquent les effets d'âge ne sont pas présents dans les résultats d'essais. De façon similaire, mais à un degré beaucoup moins important, les mesures de la vitesse de cisaillement semblent perturber ces effets. D'autre part, la vitesse de cisaillement est sensible à la variation de la teneur en eau, à la densité, et à la pression.

#### 5.4.2 – Méthode proposée

Dans ce paragraphe, on va introduire les principales étapes de la méthode qui permettront d'évaluer le risque de liquéfaction à partir d'essais in situ. Ces étapes sont :

- 1 – traduction des paramètres déterminés par les essais SPT, CPT, DMT et PD (pénétromètre dynamique) en  $V_s$ , en utilisant des relations présentées dans les paragraphes qui suivent ;
- 2 – détermination d'un profil de la vitesse de cisaillement en utilisant l'équation (4.8) et les caractéristiques géotechniques du sol identifiées in situ ou au laboratoire (indice des vides, teneur en eau, pourcentage des fines et teneur en carbonates) ;
- 3 – passage de l'état initial qui est un état non saturé à l'état saturé par la même équation en utilisant la teneur en eau de saturation ;
- 4 – calcul du module de cisaillement en petites déformations par la relation  $G_{0max} = \rho V_s^2$  ;
- 5 – traduction de ce module en nombre de cycles équivalent ;
- 6 – calcul du  $R_{CR}$  triaxial ;
- 7 – calcul de  $R_{CR}$  in situ et de  $R_{CS}$  ;
- 8 – calcul du facteur de sécurité  $F_s = R_{CR} / R_{CS}$ .

Ces différentes étapes sont schématisées selon un organigramme présenté sur la figure 5-20.

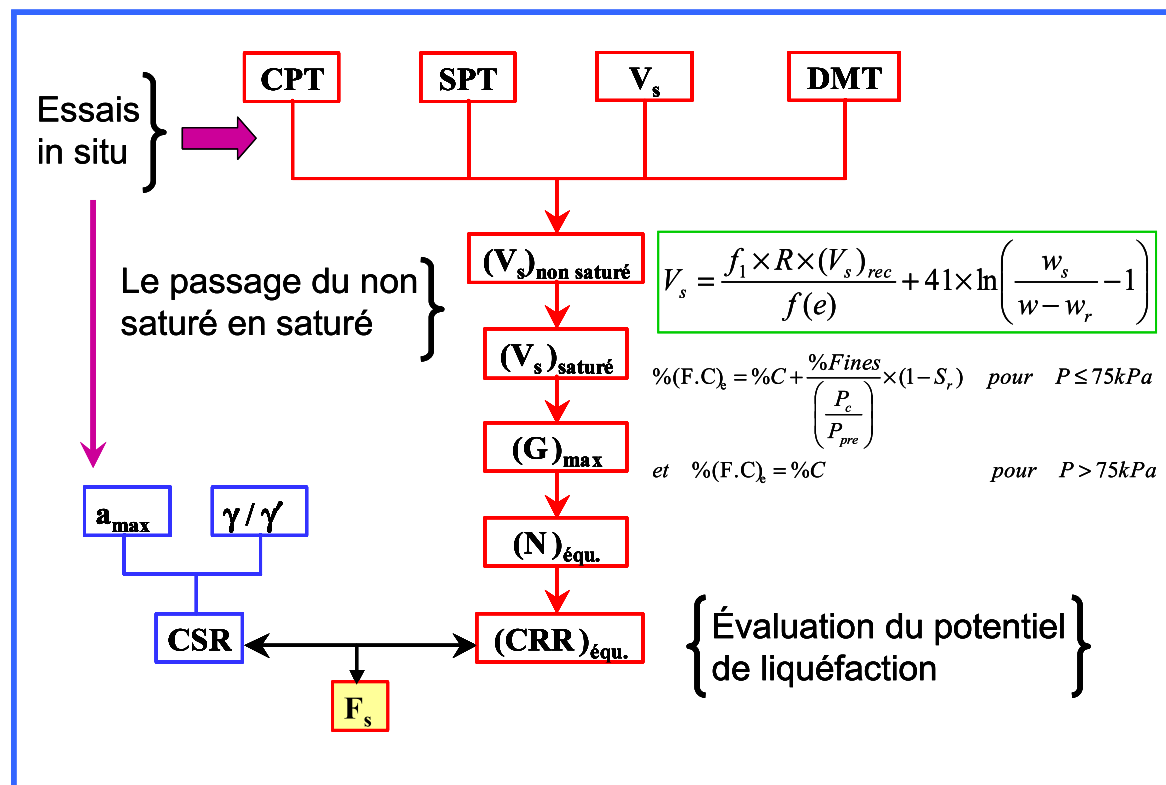


Figure 5-20 : Organigramme montrant les principales étapes de la nouvelle méthode d'évaluation du risque de liquéfaction

Dans les paragraphes qui suivent on va détailler les étapes de la procédure et on finira par des applications directes sur quatre sites différents sélectionnés par la SNCF.

#### Etape 1 : Traduction des essais in situ en mesure de vitesse de cisaillement

On présente dans cette partie des équations qui ont été développées pour corréler, en petites déformations, la vitesse de cisaillement avec les résistances de pénétration déterminées à partir des essais CPT et SPT (il n'existe pas encore des corrélations reliant les paramètres DMT à  $V_s$ ). Les critères généraux utilisés pour la sélection des données  $V_s$ , SPT et CPT sont :

- (1) toutes les mesures considérées sont prises en dessous de la nappe phréatique où l'estimation des contraintes effectives peut être faite d'une façon raisonnable ;
- (2) toutes les mesures considérées sont prises sur des couches uniformes et épaisses identifiées par le CPT ;
- (3) au moins deux mesures de  $V_s$  considérées sont dans une même couche uniforme.

Dans le tableau 5-5, on présente les résultats reportés par Andrus et al. (2002). Les propriétés du sol considérées dans les analyses incluent : la vitesse de cisaillement non corrigée ( $V_s$ ), la vitesse

de cisaillement corrigée par rapport aux contraintes ( $V_{s1}$ ), le nombre de coups corrigé par rapport à l'énergie ( $N_{60}$ ), le nombre de coups corrigé par rapport à l'énergie et aux contraintes ( $(N_1)_{60}$ ), la profondeur ( $D$ ), le pourcentage des fines (F.C.), et le coefficient d'uniformité ( $C_u$ ), etc.

**Tableau 5-5 : Corrélations entre  $V_s$  et les essais de pénétrations (Andrus et al. 2002)**

Equations de corrélations		Nombre des paires de données étudiées	$R^2$
<b>F.C.&lt; 10%</b>	$V_s = 66,7(N_{60})^{0.248}D^{0.138}$	25	0,823
F.C. =10-35%	$V_s = 72,3(N_{60})^{0.228}D^{0.152}$	10	0,951
F.C.=0-40%	$V_s = 72,9(N_{60})^{0.224}D^{0.130}$	39	0,788
F.C.< 10%	$V_{s1} = 95,5((N_1)_{60})^{0.226}$	28	0,688
F.C. =10-35%	$V_{s1} = 103,4((N_1)_{60})^{0.205}$	13	0,878
F.C.=0-40%	$V_{s1} = 101,8((N_1)_{60})^{0.205}$	45	0,719
<b>Sable</b>	$V_s = 26,3(q_c)^{0.199}(f_s)^{0.003}ASF$	Non appliqué	0,61
	$V_{s1} = 77,4(q_{c1N})^{0.178}ASF$	Non appliqué	0,88
<b>Argile</b>	$V_s = 14,3(q_c)^{0.28}(f_s)^{0.108}ASF$	Non appliqué	0,60
	$V_{s1} = 50,2(q_{c1N})^{0.428}ASF$	Non appliqué	0,82

ASF est le facteur d'âge relatif au sol et donné dans le tableau 5-6.

**Tableau 5-6 : Facteur d'âge ASF (Age scaling factor)**

Age Géologique	ASF pour le sable	ASF pour les argiles
Holocène (<10,000 ans)	1,00	1,00
Pléistocène (10,000 à 1,5 millions d'années)	pour $V_s$ non normalisée 1,41 pour $V_{s1}$ normalisée	1,18 pour $V_s$ non normalisée 1,27 pour $V_{s1}$ normalisée

Au tableau 5-7, on présentera quelques relations proposées dans la littérature en comparaison avec celles présentées dans le rapport « *Draft guidelines for evaluating liquefaction resistance using shear wave velocity measurements and simplified procedures* » de l'Institut National Américain des Standards et de Technologies (1999).

**Tableau 5-7 : Evaluation de  $V_{sl}$  équivalent pour les sables et graviers d'âge Holocène en dessous de la nappe phréatique avec le nombre de coups du SPT corrigé de 30**

Référence	Corrélation	Evaluation de $V_{sl}$ équivalent (m/s)	Relation
Otha & Goto (1978) ; Sykora (1987a)	$V_s = 69(N_j)^{0.173} z^{0.195} F_1 F_2$ $N_j$ = nombre de coups mesurés selon les pratiques Japonaise $z$ = profondeur (m) $F_1 = 1,00$ pour les sols d'âge Holocènes $F_2 = 1,085$ pour les sables $= 1,189$ pour les graviers	207 pour les sables d'âge Holocène  227 pour les graviers d'âge Holocène	$N_j = 60/67 N_{60}$ $N_{60} = 30$ $z = 10m$ sont équivalents à une surcharge de 100 kPa toutes les mesures sont en dessous de la nappe phréatique
Sykora (1987b)	corrélation entre $(N_1)_{60}$ et $V_s$ mesuré par "crosshole", normalisé par rapport aux contraintes effectives, des mesures pour le cas des sables d'âge Holocène et les sables limoneux non plastiques en dessous de la nappe phréatique sur des sites aux Etats Unis	206 pour les sables d'âge Holocène et les sables limoneux non plastiques en dessous de la nappe phréatique	Valeurs moyennes de $V_{sl}$ avec $(N_1)_{60}$ entre 25 et 35 $\sigma'_v = 100$ kPa
Rollins et al. (1998a)	$V_s = 53(N_{60})^{0.19} (\sigma'_v)^{0.18}$ relation à partir des valeurs équivalentes de $N_{60}$ déterminées de l'essai Becker et des mesures de $V_s$ ; 186 points pris de 7 chantiers de graviers Holocène	232 pour les graviers d'âge Holocène	$N_{60} = 30$ $\sigma'_v = 100$ kPa toutes les mesures sont en dessous de la nappe phréatique
INAST (1999)	$V_{sl} = B_1 [(N_1)_{60}]^{B_2}$ $B_1 = 93,2 \pm 6,5$ $B_2 = 0,231 \pm 0,022$ relation pour les sols non cimentés, sables d'âge Holocène avec moins de 10% de fines non plastiques ; mesures prises en dessous de la nappe phréatique	204 pour les sables propres et d'âge Holocène en dessous de la nappe phréatique	Valeurs moyennes de $V_{sl}$ avec $(N_1)_{60} = 30$ $\sigma'_v = 100$ kPa $N_1$ corrigé selon Seed et al. (1985) et Robertson et Wride (1997 ; 1998)

Dans les procédures basées sur CPT, une résistance de pointe normalisée de 160 est supposée comme étant la limite supérieure pour que la liquéfaction d'un sable propre avec un  $R_{CR}$  supérieur à 0,6 et dans le cas d'un séisme de 7,5 de magnitude, se produise (Youd et al. 1997 ; Robertson et Wride, 1998). Selon des estimations reprises de la littérature et présentées dans le rapport d'INST (1999), une valeur de  $V_{sl}$  de 210 m/s est supposée être équivalente à un nombre de coups corrigé de 30 et une résistance de pointe normalisée de 160 dans le cas d'un sable propre. La valeur limite de  $V_{sl}$  de 210 m/s dans le cas de liquéfaction est inférieure à la limite adoptée en général et proposée lors du Workshop MCEER (1998).

**Tableau 5-8 : Evaluation de  $V_{sl}$  équivalent pour les sables et graviers d'âge Holocène et en dessous de la nappe phréatique avec une résistance de pointe normalisée de 160**

Référence	Corrélation	Evaluation de $V_{sl}$ équivalent (m/s)	Relation
Rapport INST (1999)	$V_{sl} = B_1(q_{cIN})^{B_2}$ $B_1 = 88,2 \pm 15,5$ $B_2 = 0,154 \pm 0,037$ Relation pour les sols non cimentés, sables d'âge Holocène avec moins de 10% de fines non plastiques ; mesures prises en dessous de la nappe phréatique	193 pour les sables propres d'âge Holocène et en dessous de la nappe phréatique	Valeurs moyennes de $V_{sl}$ avec $q_{cIN} = 160$ $\sigma'_v = 100$ kPa Résistance de pointe normalisée selon Robertson et Wride (1997 ; 1998)

Etapes 2 et 3 : ont été déjà introduites au chapitre IV.

Etape 4 : Le profil final de  $V_s$  sera multiplié par la densité humide des couches pour l'obtention du module de cisaillement en petites déformations.

Etape 5 : Détermination du module de cisaillement en fonction du nombre de cycles

Pour pouvoir relier le module de cisaillement au nombre de cycles, on a recours au calcul du module sécant à partir des essais triaxiaux cycliques. Comme le montre la figure 1-8, le module sécant n'est autre que la pente des boucles cycliques lors d'un essai triaxial. Sur les loess étudiés, on a présenté 9 essais de liquéfaction (chapitre III) et ce à 4 différentes profondeurs. Sur la figure 5-21, on présente l'évolution du module sécant au cours d'un essai de liquéfaction réalisé sur un échantillon pris à 2,20m et sous un déviateur cyclique de

8,4 kPa. On peut distinguer deux zones d'évolution : la première est limitée aux 3 premiers cycles, qu'on notera  $N_{seuil}$ , où le module perd jusqu'à 90% de son niveau initial et la deuxième commence par une dégradation continue du module jusqu'à atteindre la liquéfaction. On pense que la grande valeur initiale mesurée est principalement due à l'effet de la cimentation. Une fois le nombre de cycles « seuil » est atteint, le module entre dans la phase de dégradation totale. Ce comportement est identique aux quatre couches étudiées (voir figures 5-21 à 5-24). Dans notre approche, on s'intéresse plutôt à la première phase de l'évolution de  $G_{séc}$ , là où le comportement du sol est encore en petites déformations. Sur la figure 5-25 on schématise notre approche pour décrire l'évolution de  $G_{séc}$  au cours d'un essai cyclique.

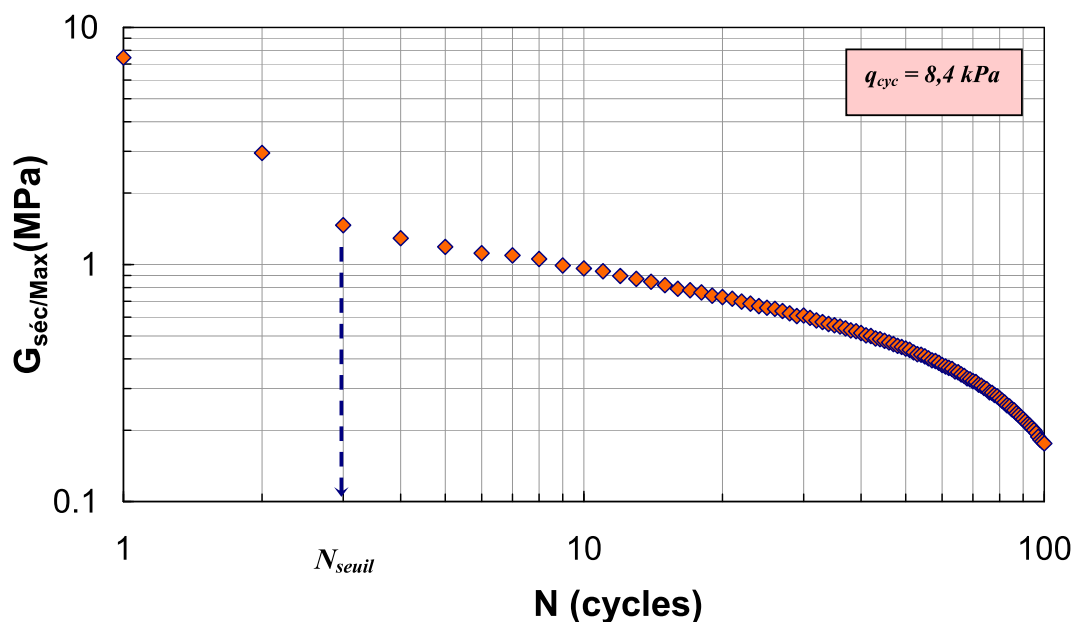


Figure 5-21 : Variation du module sécant avec le nombre de cycles : essai de liquéfaction réalisé sur le sol 2,20m sous  $q_{cyc} = 8,4$  kPa

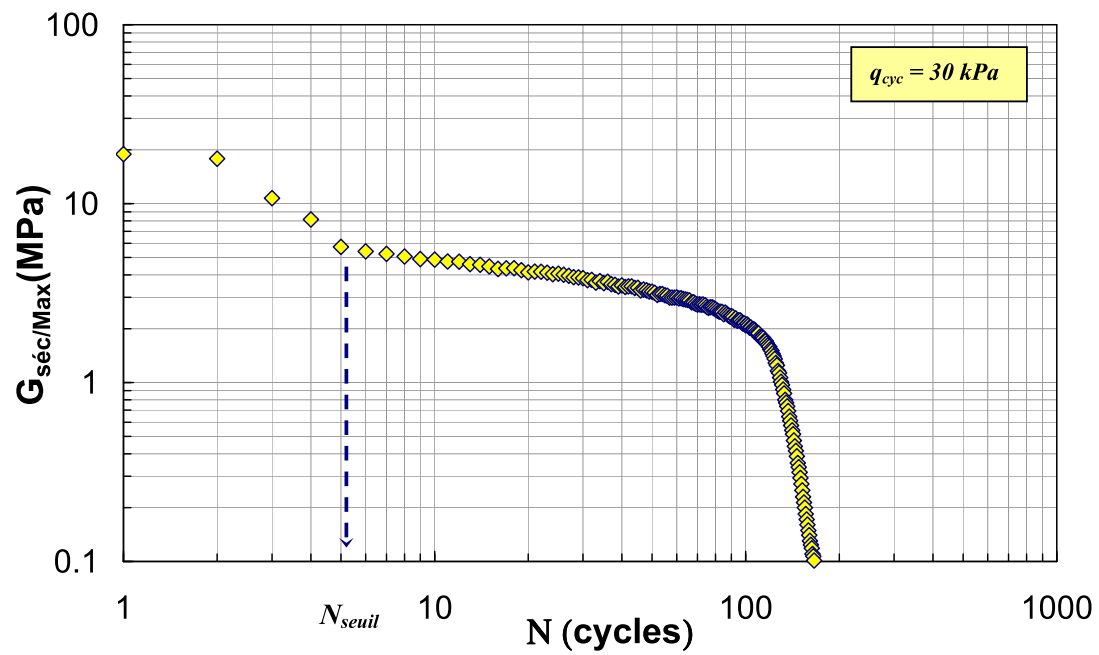


Figure 5-22 : Variation du module sécant avec le nombre de cycles : essai de liquéfaction réalisé sur le sol 4,90m sous  $q_{\text{cyc}} = 30 \text{ kPa}$

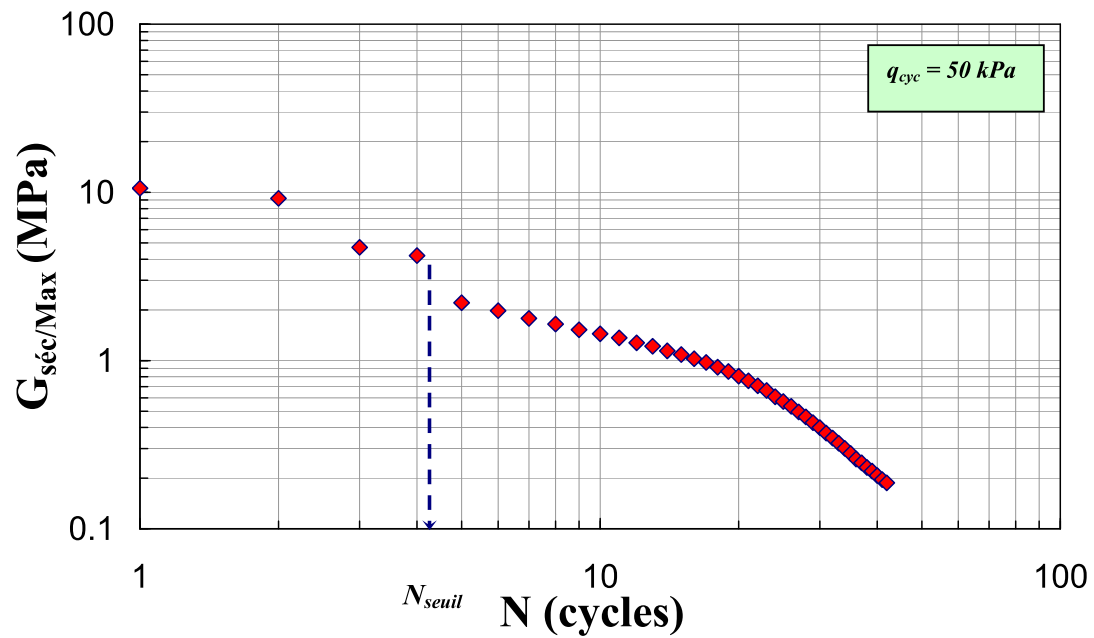


Figure 5-23 : Variation du module sécant avec le nombre de cycles : essai de liquéfaction réalisé sur le sol 1,20m sous  $q_{\text{cyc}} = 50 \text{ kPa}$

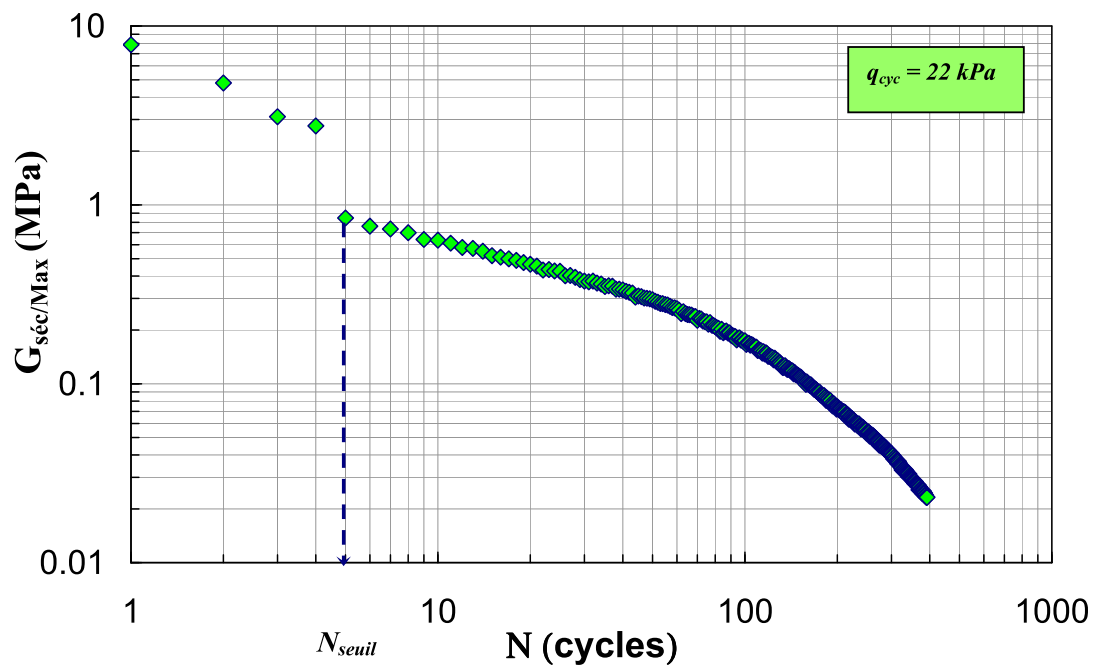


Figure 5-24 : Variation du module sécant avec le nombre de cycles : essai de liquéfaction réalisé sur le sol 3,50m sous  $q_{cyc} = 22$  kPa

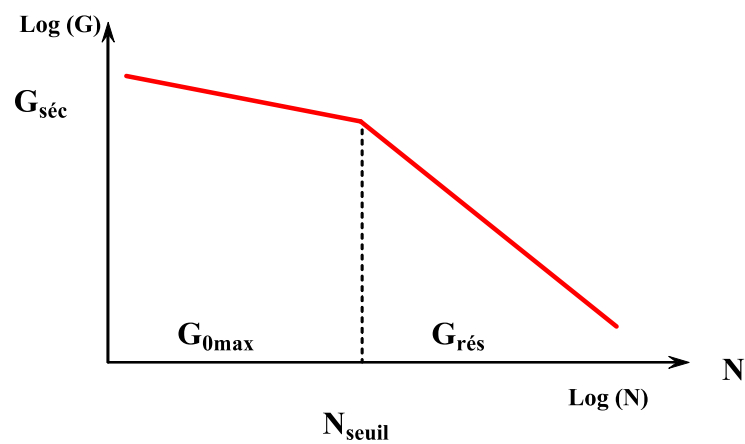


Figure 5-25 : Courbe qui schématise l'évolution du module de cisaillement sécant dans un essai cyclique

A partir de ces définitions, on établit la relation entre le module de cisaillement en petites déformations et le nombre de cycles équivalents selon l'équation (5.1) :

$$G_{0max} = \lambda.(N)^{-\xi} \quad (5.1)$$

Soit



$$N_{\text{éq}} = \left( \frac{\lambda}{G_{0\text{max}}} \right)^{1/\xi} \quad (5.2)$$

avec  $\lambda$  et  $\xi$  des paramètres qui dépendent de la *cimentation* et du *niveau de chargement*.

Pour le loess étudié, ces paramètres sont exprimés de la manière suivante :

$$\lambda = \left[ \frac{(P + q_{\text{cyc}})}{16} + 6 \right] \times (1,0398 \times (\%Ca)^{-0,0605}) \quad (5.3)$$

et

$$\xi = 1,0843 \times \left[ \frac{(P + q_{\text{cyc}})}{2} \right]^{-0,2951} \times (\%Ca)^{-0,0739} \quad (5.4)$$

où

$P$  est la charge due aux sols sus jacents,  $q_{\text{cyc}}$  est la charge cyclique déviatorique appliquée et  $\%Ca$  est le pourcentage de cimentation.

Etape 6 : Détermination du  $R_{CR}$  in-situ à partir de  $R_{CR}$  de laboratoire

Sur la figure 5-26 on reprend les courbes de résistance à la liquéfaction déjà présentées au chapitre III.

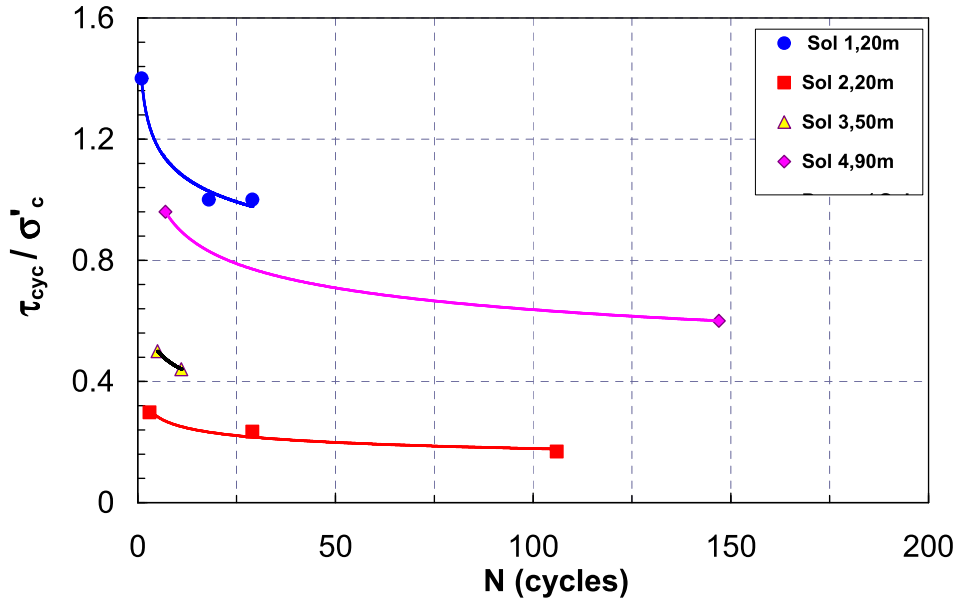


Figure 5-26 : Courbes de résistance à la liquéfaction des 4 couches étudiées

A partir de la figure 5-26, on remarque que la relation qui relie  $R_{CRtx}$  avec le nombre de cycles est de la forme :

$$R_{CRtx} = \zeta \times N_{\text{éq}}^{-\theta} \quad (5.5)$$

Pour le loess étudié, ces paramètres sont exprimés de la manière suivante :

$$\begin{aligned} \zeta &= (3 \times 10^{-7}) \times (\% \text{ fines})^{5.1296} \\ \text{et} \\ \theta &= 0,0386 \times \ln(\%Ca) + 0,064 \end{aligned} \quad (5.6)$$

Finalement pour traduire le  $R_{CRtx}$  déterminé au laboratoire par un essai triaxial en  $R_{CR}$  in situ, on propose d'utiliser la relation établie par Castro et al. en 1975 (voir aussi Finn et al. 1971, Seed et Peacock 1971, Seed et al., 1975) :

$$R_{CR}(\text{in situ}) = 0,9 \times \left( \frac{1 + 2k_0}{3\sqrt{3}} \right) \times 2 \times R_{CRtx} \quad (5.7)$$

où  $k_0$  est le coefficient de la terre au repos.

Le facteur 0,9 a été introduit par Seed et al. (1978) pour considérer l'effet des vibrations multidirectionnelles et de l'inversement du sens des contraintes.

## 5.5 – Application de la méthode

Dans cette dernière partie de ce chapitre, on utilisera les données des essais de diagraphies, de CPT et de  $V_s$  réalisés par la SNCF sur quatre différents chantiers référencés respectivement : sites du Km 89, 133, 137 et 140 (site de Beugnâtre). On traduira ces essais en mesure de vitesse de cisaillement dans une première étape. Ensuite on fixera un profil de l'état initial du sol, tel que le profil de la variation de l'indice des vides. Dans la troisième étape on passera à l'état saturé du sol en utilisant l'équation (4.8). Le calcul du module de cisaillement en petites déformations suivi de celui du nombre de cycles équivalent permettra d'aboutir au  $R_{CR}$  et par la suite au facteur de sécurité en conditions saturées.

### 5.5.1 – Application au site de Beugnâtre

Du fait que la SNCF dispose suffisamment de données concernant ce site, on a décidé de baser la méthode sur ce site et puis de l'extrapoler vers les trois autres. On a montré dans le chapitre IV la possibilité de reproduire le profil de la vitesse de cisaillement à partir de l'équation (4.8). Sur la figure 5-27, on présente les profils de  $V_s$  déterminés par différentes méthodes (formule 4-8, SASW, CPT, SPT).

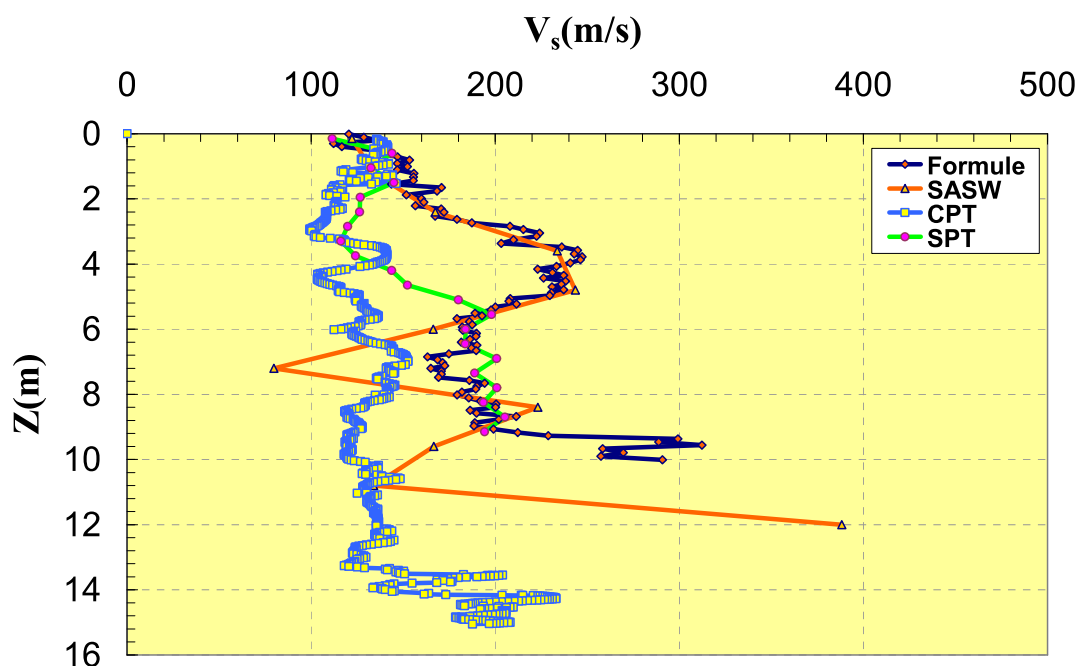


Figure 5-27 : Comparaison entre les différents profils de  $V_s$ , déterminés selon les essais réalisés (CPT, SPT, SASW) in situ avec la formule proposée

On peut observer que les 4 courbes sont presque confondues aux premiers deux mètres. Entre 2m et 4m, les courbes SPT et CPT se rejoignent en se séparant de la courbe SASW, indiquant des valeurs inférieures de  $V_s$ . En revanche, au-delà de 4m, la courbe donnée par SPT rejoint celle donnée par la formule. Il faut signaler qu'à 4m de profondeur on a une pression de terre de l'ordre de 75 kPa et cela nous fait penser à l'effet de R (effet des fines et de la cimentation) qui est justement contrôlée par cette condition de pression. Ceci était évident puisque les corrélations proposées sont pour le sable non cimenté et d'âge holocène. Toutefois, le profil de  $V_s$  calculé a été fait en supposant que l'effet de la densité, représenté par la fonction  $f(e)$ , est de la forme  $0,3 + 0,7 \times e^2$ . Sur la figure 5-28, on présente la variation de l'indice des vides en profondeur. Cet indice a été calculé à partir des données de diagraphies mesurées sur le site et il représente les conditions initiales du sol.

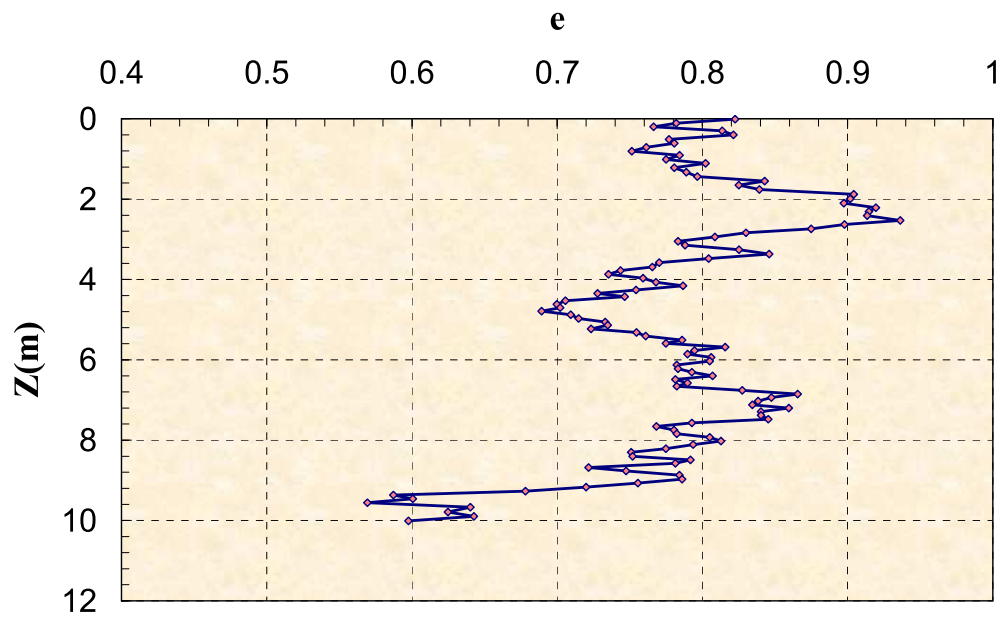


Figure 5-28 : Profil de la variation de l'indice des vides en conditions initiales sur le site du Km 140

Le profil de l'indice des vides est en bon accord avec les valeurs mesurées au laboratoire (voir tableau 2-1). Ainsi, on peut distinguer une couche très poreuse à 2,20 m avec un indice des vides de l'ordre de 0,94. On a aussi montré que cette couche est la plus liquéfiable.

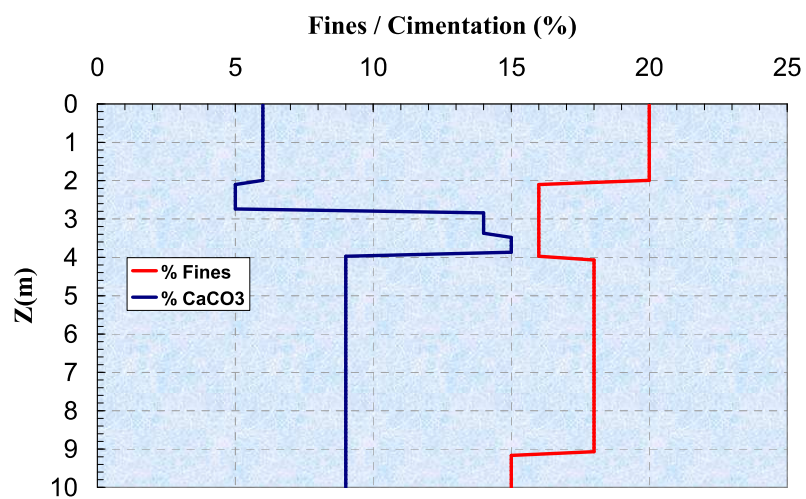


Figure 5-29 : Profils des pourcentages de  $\text{CaCO}_3$  et des fines en profondeur, déterminés au laboratoire

Sur la figure 5-29 on présente la variation de la teneur en carbonates et des fines en profondeur. Ces mesures ont été faites au laboratoire par la méthode au calcimètre de Dietrich-Fruhling pour la teneur en carbonates et par sédimentométrie pour les fines. On peut bien identifier les couches à forte teneur en carbonates qui sont situées entre 3m et 4m.

Dans la troisième étape, on procède à la saturation du sol, ainsi sur la figure 5-30 (a) on présente les profils de la teneur en eau pondérale initiale et après saturation et sur la figure 5-30 (b) on présente les profils des degrés de saturation correspondant à ces teneurs en eau, respectivement.

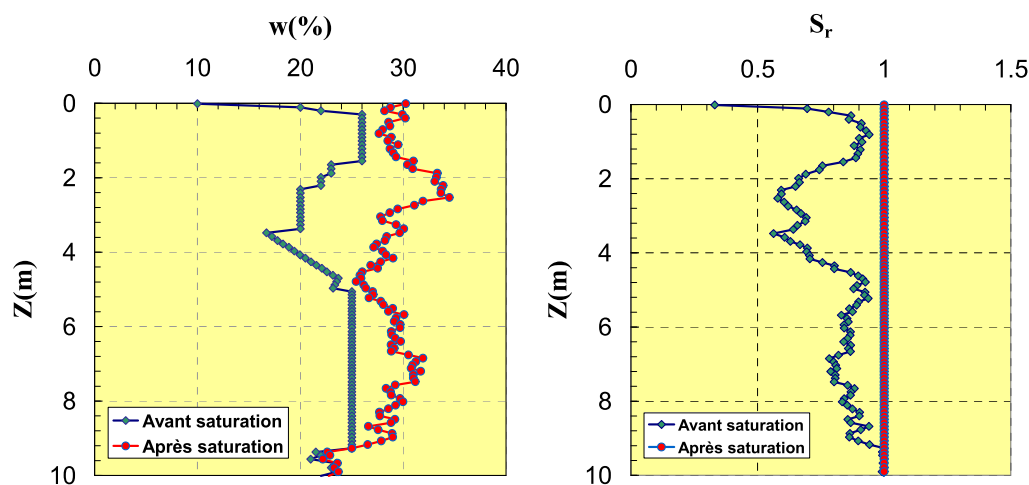


Figure 5-30 : (a) Profils de la teneur en eau avant et après saturation (b) profils des degrés de saturation

Sur la figure 5-31, on présente une comparaison entre le profil de  $V_s$  déterminé par le calcul avant et après saturation. Le profil a été obtenu en supposant que l'indice des vides n'a pas été affecté par la saturation. On observe que l'effet de la saturation est important puisque les valeurs de  $V_s$  sont devenues inférieures à 60 m/s, elle est même presque nulle à 2,50m. Par contre, on n'observe pas de variations entre les deux profils après 9m de profondeur.

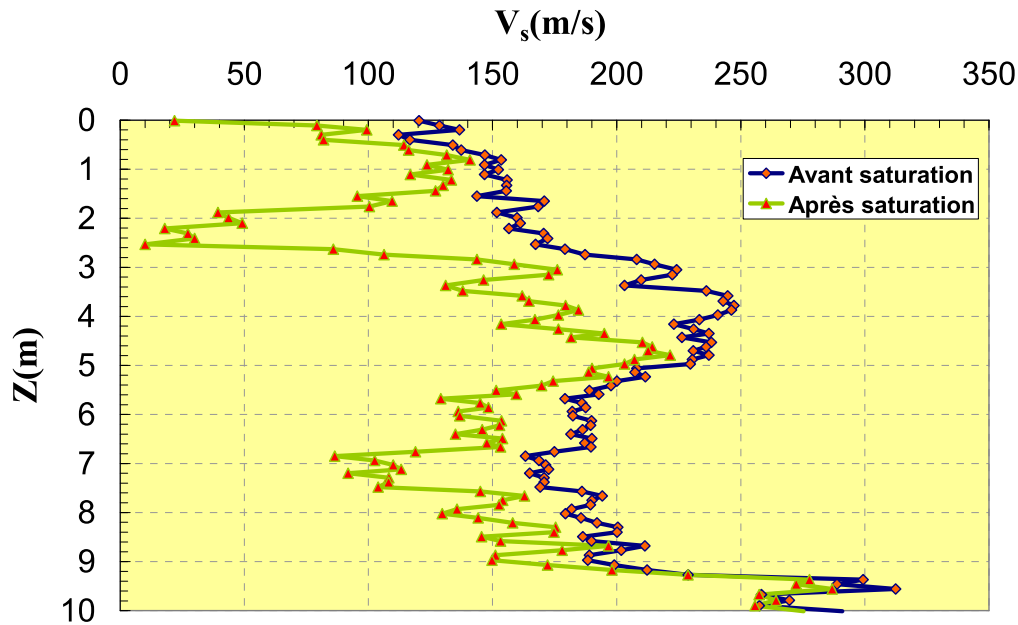


Figure 5-31 : Comparaison entre les profils de  $V_s$  avant et après saturation du sol

Pour comprendre cette grande variation, on propose de regarder l'évolution du module de cisaillement par ce passage de l'état non saturé à l'état saturé (figure 5-32). Prenons pour exemple la valeur de  $V_s$  avant saturation à 2,4 m de profondeur :  $V_s = 172$  m/s, avec une masse volumique de  $1,77 \text{ Mg/m}^3$ , on obtient une valeur de  $G_{0\max} = 52,4 \text{ MPa}$ . Après saturation,  $V_s$  est diminué à 30 m/s, ce qui donne une valeur de  $G_{0\max} = 1,54 \text{ MPa}$ . La variation de  $G_{0\max}$  est donc de 97%. Cela signifie que la saturation peut engendrer une forte diminution de la résistance du sol correspondant à une forte diminution du module de cisaillement. On présente sur la figure 5-33 la variation du facteur de sécurité dans les deux conditions de saturation du sol. On observe qu'à 2,40m de profondeur, le facteur de sécurité a diminué de 3,6 à 0,8 ce qui est considérable. Il est vrai qu'avec une valeur de  $G_{0\max} = 1,54 \text{ MPa}$ , on s'attendra à un facteur de sécurité inférieur à 0,8, ce qui reste à vérifier ultérieurement, mais l'approche développée permet bien de mettre en évidence la sensibilité du sol à la variation de  $S_r$ .

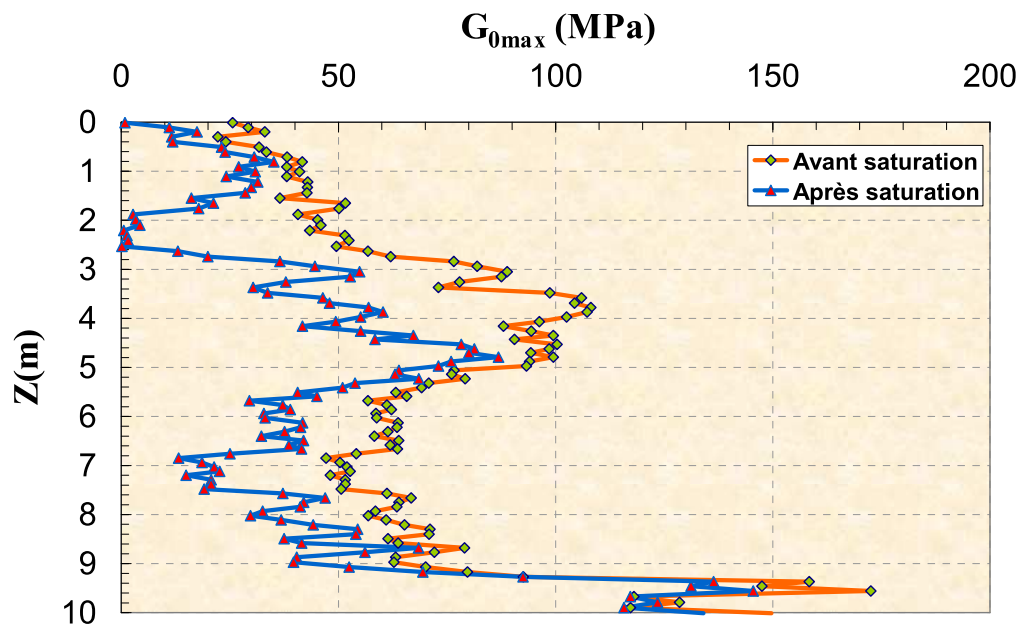
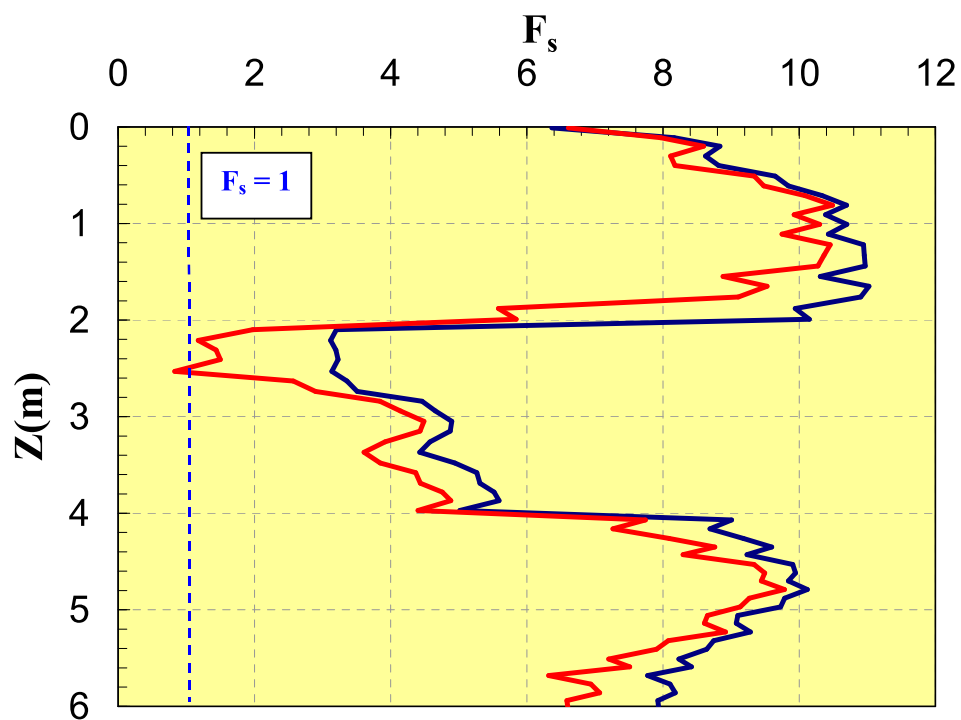
Figure 5-32 : Profil du module de cisaillement,  $G_{0max}$ , avant et après saturation

Figure 5-33 : Profil du facteur de sécurité avant et après saturation

En

Comme le montre la figure 5-33, le facteur de sécurité varie entre 1 pour la couche comprise entre 2m et 2,50m et 11 pour la couche entre 1,20m et 1,50m. La différence entre la variation à l'état saturé et non saturé n'est pas, en moyenne, très distinguée sauf pour la couche entre 2m et 3m. Ceci est en bon accord avec les résultats obtenus au triaxial cyclique. Si l'on calcule l'effet du chargement dû au passage de train on a :

$$\frac{\tau_{cyc}}{\sigma'_c} = \frac{(q_{cyc})_{max}}{2\sigma'_c} = \frac{20}{2 \times 25} = 0,4$$

Si on place ce taux par rapport aux courbes de résistance à la liquéfaction on obtient (figure 5-34) :

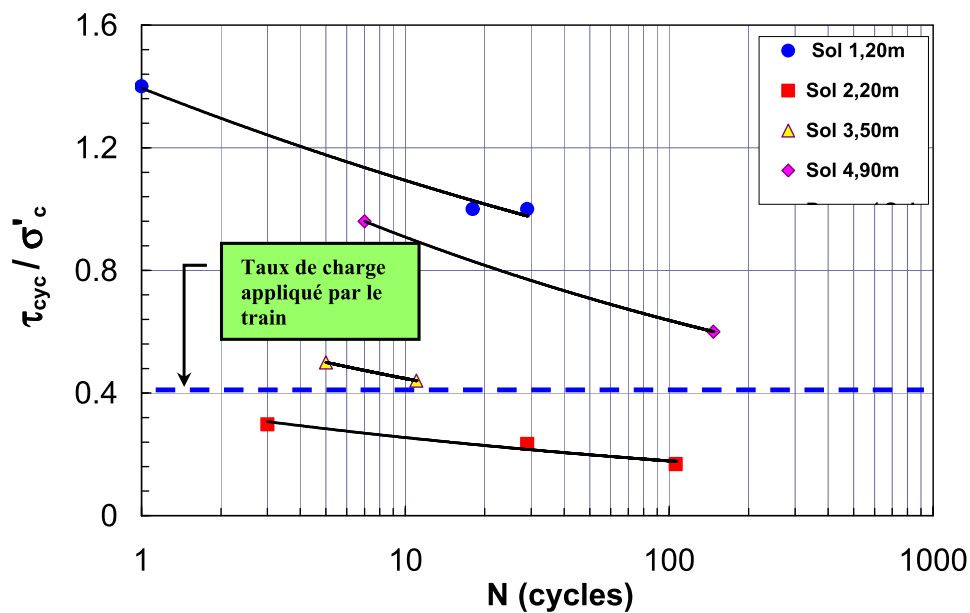


Figure 5-34 : Comparaison des courbes de résistance à la liquéfaction par rapport au taux de charge appliqué par le train

Selon la figure 5-33, on a, par ordre croissant de résistance à la liquéfaction, la couche 2,20m ( $F_s < 1$ ) ; 3,50m ( $F_s = 3,8$ ) ; 4,90m ( $F_s = 9,8$ ) ; et puis la couche à 1,20m ( $F_s = 11$ ). En comparaison avec les essais au laboratoire (figure 5-34), on peut tirer une parfaite concordance. Néanmoins, la question sur le facteur de sécurité limite qu'on peut utiliser pour évaluer le risque de liquéfaction d'une couche subsiste. Selon la figure 5-34, la couche à 3,50m qui a un facteur de sécurité de l'ordre de 3,8 est située juste au dessus de la limite de charge appliquée par le train, ce qui nous laisse penser que le facteur limite est compris entre 3 et 3,5. Pour confirmer, d'autres essais sont nécessaires.



## 5.5.2 – Application au site Km 89

Le sondage CPT réalisé sur ce site indique que la plateforme ferroviaire repose sur 2m de limons traités à la chaux; les limons sont présents entre 2m et 5m de profondeur et enfin la craie au-delà de 5m (SNCF, 2006). Les données disponibles sont : un sondage carotté, des mesures de teneur en eau entre 2,50m et 12m, trois mesures d'indice de plasticité dans les limons entre 2,50m et 4,60m, un sondage CPT et une mesure de SASW. L'indice de plasticité déterminé est de l'ordre de 12,7. On procède de la même façon que pour le site du Km 140 en suivant les quatre étapes. La seule différence, est qu'on va utiliser la fonction  $f(e)$  adoptée en premier lieu. Dans le cas d'une différence dans la reproduction du profil de  $V_s$ , on va caler les valeurs de  $f(e)$  avec un coefficient correcteur comme présenté sur les figures 5-35 (a) et (b).

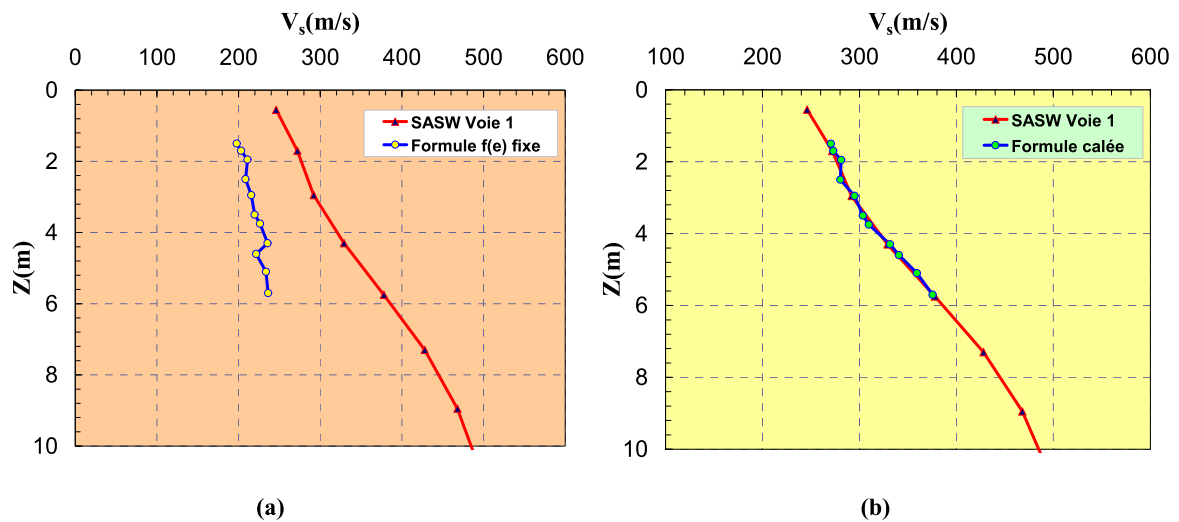


Figure 5-35 : (a) reproduction du profil de  $V_s$  avec  $f(e)$  fixe (b) avec  $f(e)$  calé d'un coefficient multiplicateur de  $1,15 \times e^{-0.7}$

Pour l'obtention du profil de l'indice des vides, on procède par un calcul inverse basé sur les valeurs calées de  $f(e)$ . Le profil, qui est présenté sur la figure 5-36, indique que c'est la couche à 2m qui est potentiellement la plus liquéfiable. Dans l'étape 3 on étudie l'influence de la saturation du sol et ensuite dans la dernière étape on calcule le facteur de sécurité. La comparaison entre le facteur de sécurité calculé en utilisant une fonction  $f(e)$  fixe et une autre calée montre qu'il n'existe pas une grande différence entre les deux profils (figure 5-37(a) et (b)). La couche la plus faible étant identifiée à 4,10m avec un facteur de sécurité proche de l'unité.

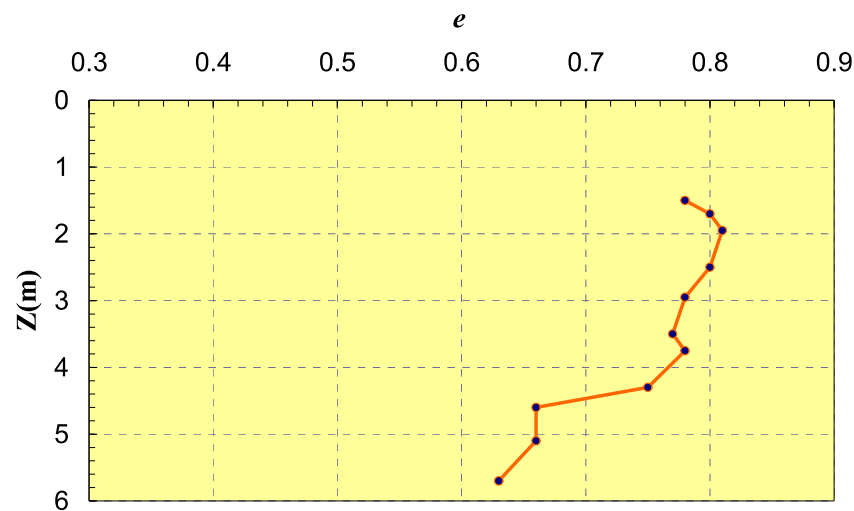


Figure 5-36 : Profil de la variation de l'indice des vides sur le site du Km 89 déterminé par un calcul inverse basé sur  $f(e)$  calé

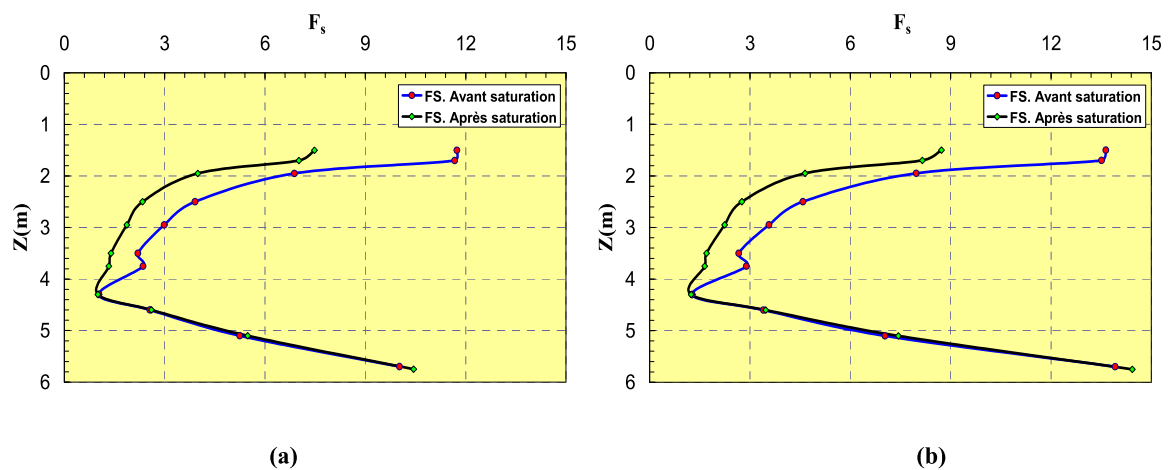


Figure 5-37 : Profil du facteur de sécurité calculé par la nouvelle méthode sur le site du Km 89 avec (a)  $f(e)$  fixe (b)  $f(e)$  calé

En comparant la courbe obtenue par le sondage CPT (figure 5-38) avec celle du facteur de sécurité calculé, on peut remarquer que la résistance de pointe à 4,10m est aussi la plus faible dans les six premiers mètres. Cette bonne concordance pourra être vérifiée par des essais triaxiaux cycliques au laboratoire.

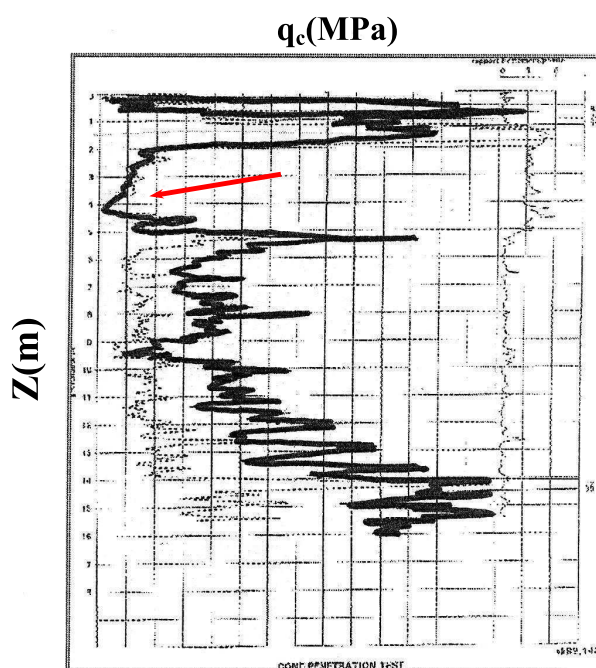


Figure 5-38 : Profil de la résistance pointe, sondage CPT site du Km 89 (SNCF, 2006)

### 5.5.3 – Application au site Km 133

Les essais sur ce site ont été réalisés sur la crête d'un bassin à proximité de la ligne ferroviaire. Les sondages ont montré la présence d'un remblai de 1,8m d'épaisseur environ, de limons entre 1,5m et 2,5m d'épaisseur, des limons argileux de 1,20m et de la craie au-delà de 6/7 m (suivant les sondages). Les données disponibles sont : 5 sondages CPT, 2 sondages DMT, mesures de SASW en crête de talus (à l'endroit où les sondages CPT et DMT ont été réalisés) et des mesures de teneurs en eau et des limites d'Atterberg (réalisées à une cinquantaine de mètres des sondages).

Tableau 5-9 : Mesures de teneurs en eau et des limites d'Atterberg sur le site du Km 133 (SNCF, 2006)

$Z(m)$	$w$ (%)	$w_L$ (%)	$I_p$
2,30 – 3,0	17,58	29	7
3,10 – 3,20	19,12	28	5
3,40 – 3,55	19,62	28	5
4,00 – 4,20	24,22	29	10
5,20 – 5,40	22,22	30	10
6,4 – 6,60	32,28	67	34
7,00 – 7,20	29,34	-	-

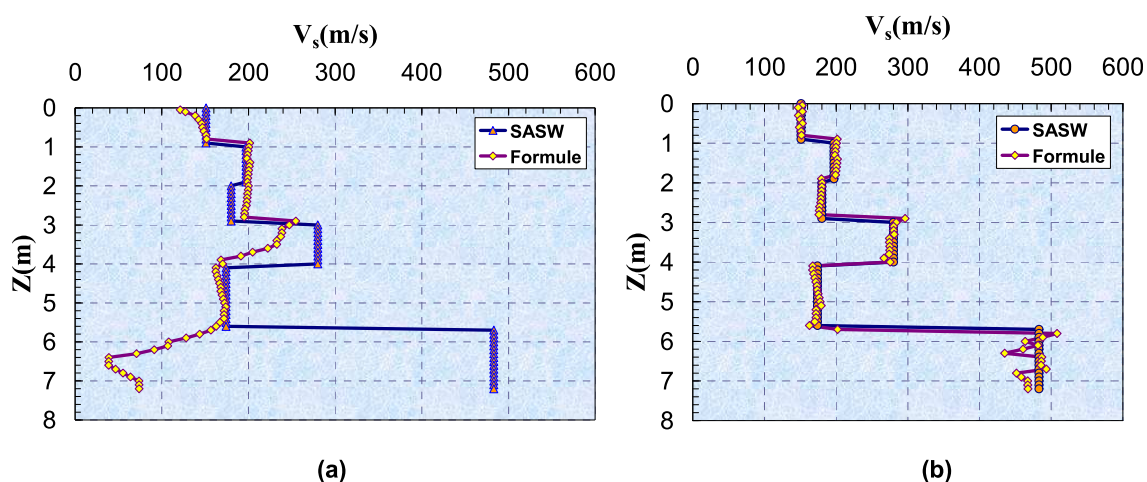


Figure 5-39 : (a) reproduction du profil de  $V_s$  sur le site du Km 133 avec  $f(e)$  fixe (b) avec  $f(e)$  calé

Le profil de la vitesse de cisaillement (figure 5-39(a)) avec la fonction de densité fixe montre une bonne reproduction avec les mesures SASW jusqu'à les six premiers mètres. Au delà, les deux profils se divergent. La conséquence de cette divergence peut être expliquée par la présence de la craie à partir de 6m. Ceci est bien identifié au tableau 5-9, où la couche à 6m est caractérisée par une forte limite de liquidité ( $w_L = 67$ ) et d'un indice de plasticité assez élevé ( $I_p = 34$ ). Cette couche appartient à la famille d'argiles plastiques. Le profil avec une fonction  $f(e)$  calée (figure 5-39(b)) donne par un calcul inverse l'indice des vides initial (figure 5-40). Ce travail de calage pragmatique permet de voir la possibilité d'extension de l'outil à des sols argileux avec une fonction  $f(e)$  correspondante car sur la figure 5-39(a) on voit bien que  $f(e)$  choisi, qui est plutôt adapté aux sols sableux, ne convient pas aux sols argileux.

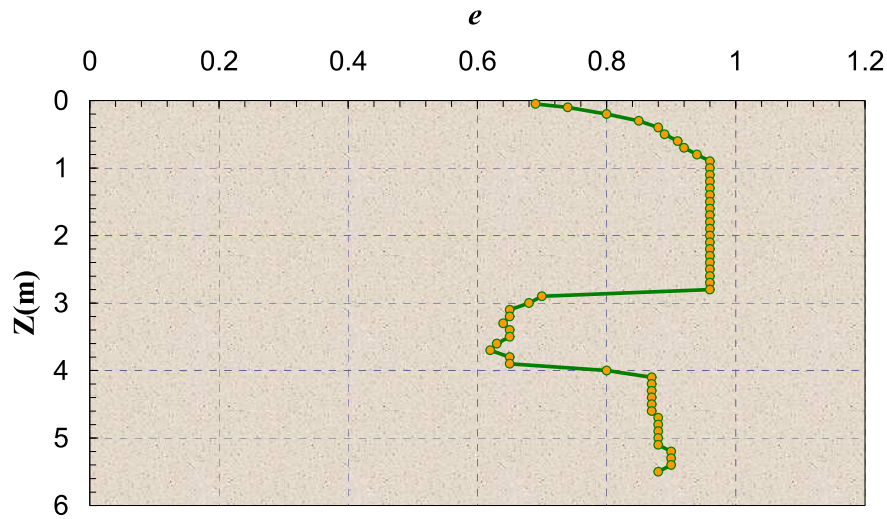


Figure 5-40 : Profil de la variation de l'indice des vides sur le site du Km 133 déterminé par un calcul inverse basé sur  $f(e)$  calé

A partir de ce profil, on peut identifier des couches à très forte porosité ( $e=0,96$ ) situées entre 1m et 3m de profondeur. La comparaison entre le facteur de sécurité calculé par un  $f(e)$  fixe et

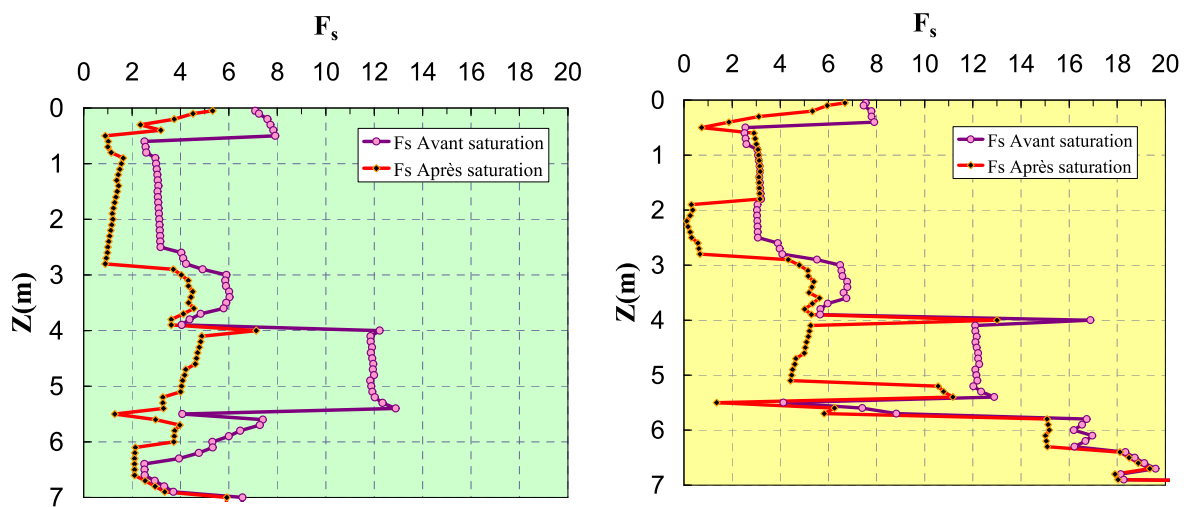


Figure 5-41 : Profils du facteur de sécurité calculé pour le site du Km 133 (a) avec  $f(e)$  fixe (b) avec  $f(e)$  calé

un autre calé est présentée sur les figures 5-41(a) et (b) respectivement. La forme de la variation est similaire pour les premiers 6 mètres alors qu'elle diverge au-delà de cette profondeur. La différence entre l'état initial et l'état saturé semble plus importante avec une fonction  $f(e)$  fixe. Les couches à risque sont identifiées entre 1m et 3m de profondeur avec un  $f(e)$  fixe alors qu'elles sont entre 2m et 3m avec un  $f(e)$  calé. Une comparaison avec le profil

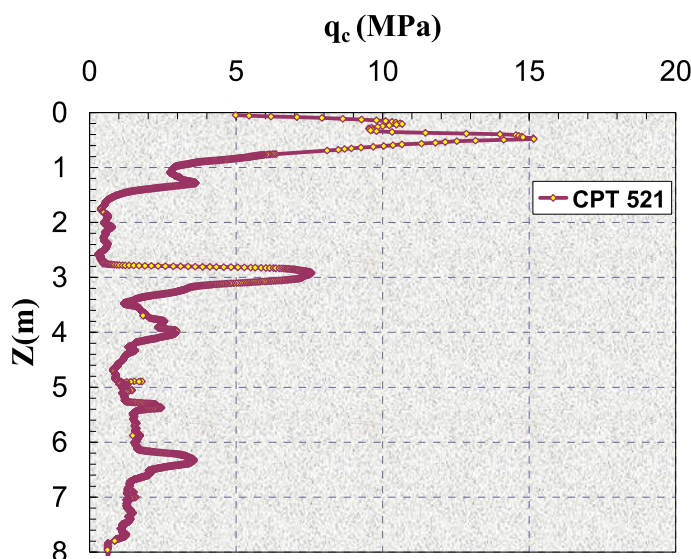


Figure 5-42 : Profil de la résistance de pointe mesurée sur le site du Km 133  
(sondage 521, SNCF 2006)

de la résistance de pointe mesurée sur le site (figure 5-42) nous montre une chute entre 1,50m et 3m et à partir de 6m. Ces observations sont en meilleure concordance avec le facteur de sécurité déterminé à partir d'un  $f(e)$  fixe qu'avec celui basé sur un calage de  $f(e)$ . Est-ce qu'on peut attribuer cette différence aux imprécisions de la technique SASW en profondeur, ou bien à la présence de la craie à partir de 6m ? Pour apporter une réponse, il est nécessaire de réaliser des essais triaxiaux cycliques au laboratoire.

#### 5.5.4 – Application au site Km 137

Les sols de ce site présentent la particularité d'être très humides. En terme de mesures, seuls des pénétromètres dynamiques ont été réalisés en plus de SASW et de teneurs en eau (figure 5-43). A partir de cette figure, on peut remarquer que certaines couches (particulièrement situées entre 4m et 6m) sont proches de la saturation (on rappelle que la teneur en eau de saturation pour le lœss à 2,20m du site de Beugnâtre est de 34%). On s'interroge quand aux mesures de  $V_s$  (figure 5-44) s'ils étaient réalisés sur le même endroit auprès des prises de teneurs en eau.

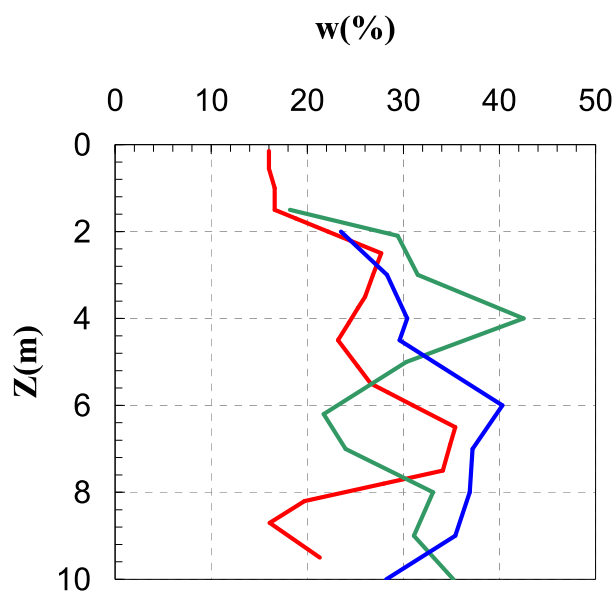
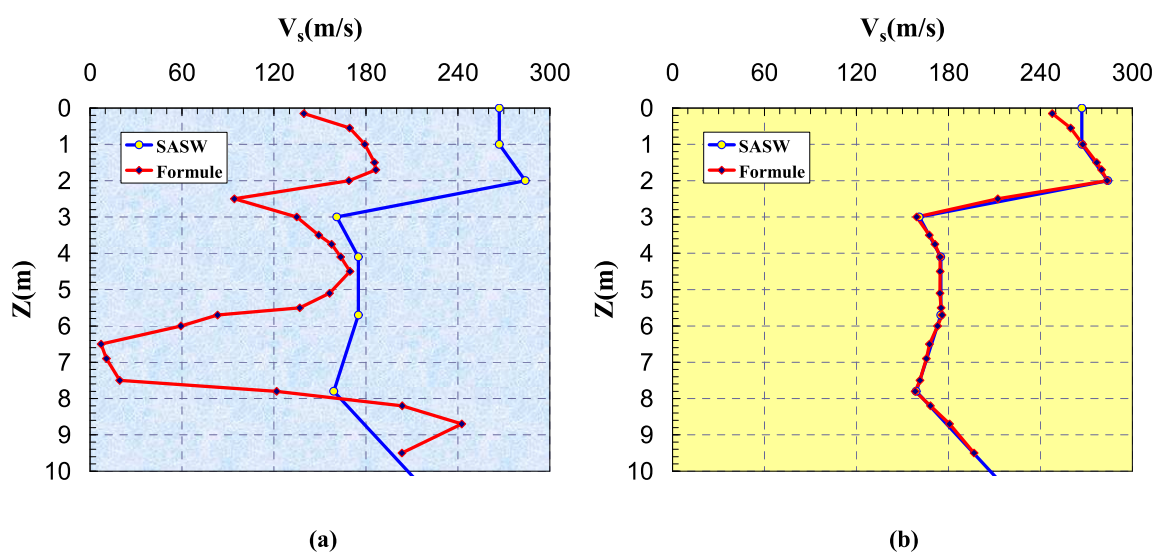


Figure 5-43 : Profil de la teneur en eau (3 sondages) mesurés sur le site du Km 137

Figure 5-44 : (a) reproduction du profil de  $V_s$  sur le site du Km 137 avec (a)  $f(e)$  fixe (b)  $f(e)$  calé

Comme le montre la figure 5-44(a), la reproduction du profil de  $V_s$  avec un  $f(e)$  fixe n'est pas compatible avec celle mesurée in situ. La différence est surtout manifestée entre 5m et 8m de profondeur où les teneurs en eau dépassent les limites de saturation du sol ( $w_{sat}$  varie entre 28 et 35%). Le profil de l'indice des vides à l'état initial et qui est reproduit par un calcul inverse est présenté sur la figure 5-45.

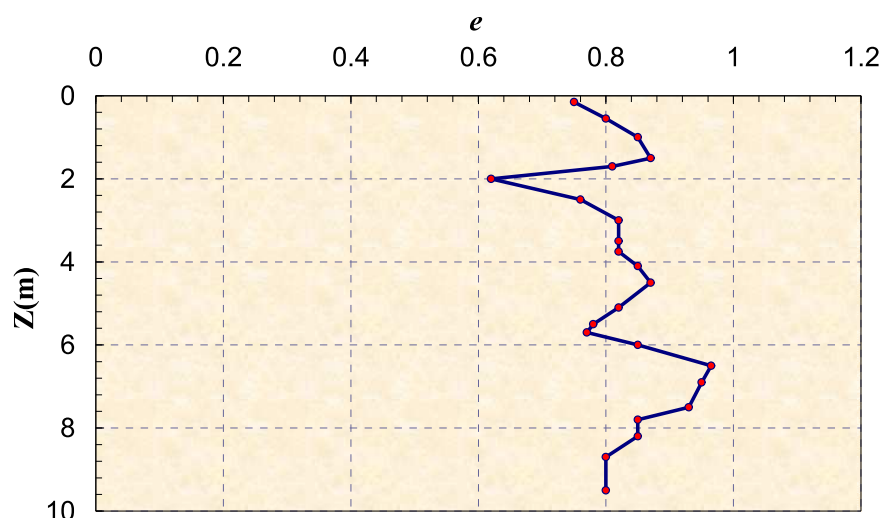


Figure 5-45 : Profil de la variation de l'indice des vides sur le site du Km 137 déterminé par un calcul inverse basé sur  $f(e)$  calé

A partir de ce profil, on peut identifier des couches à très forte porosité ( $e=0,96$ ) situées à 6,5m et de 0,87 à 1,5m de profondeur. La comparaison entre le facteur de sécurité calculé par un  $f(e)$  fixe et celui par un  $f(e)$  calé est présentée sur les figures 5-46 (a) et (b).

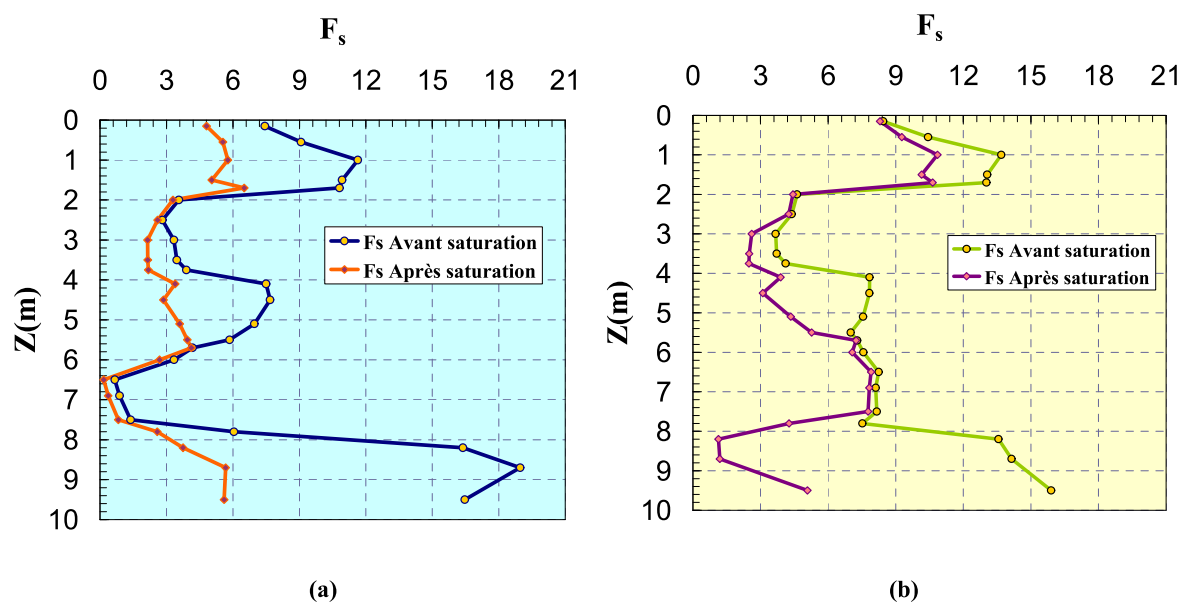
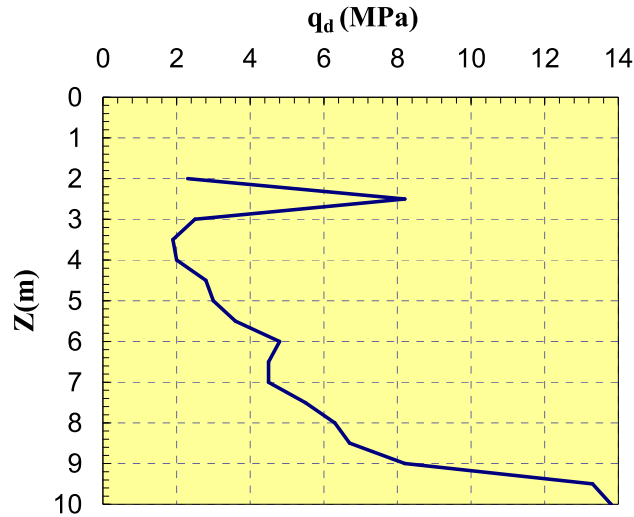


Figure 5-46 : Profils du facteur de sécurité calculé pour le site du Km 137 avec (a)  $f(e)$  fixe (b)  $f(e)$  calé



On observe sur la figure 5-46(a) que la couche entre 6m et 8m est une couche à risque avec un facteur de sécurité proche de zéro. Par contre, cette même couche ne présente aucun risque avec un  $f(e)$  calé. Le facteur de sécurité passe de zéro à 7,5. Ceci peut être expliqué, en



**Figure 5-47 : Profil de la résistance de pointe dynamique mesurée sur le site du Km 137 (SNCF 2006)**

se basant sur un  $f(e)$  fixe, par le fait que la teneur en eau importante mesurée entre 6 et 8m (de l'ordre de 40%), donne une vitesse de cisaillement calculée très faible (10 à 20 m/s). Ces valeurs de  $V_s$  sont inférieures à celles mesurées in-situ, ce qui n'est pas le cas avec un  $f(e)$  calé. On n'est pas sûr si les mesures de  $V_s$  ont été réalisées au même endroit du sondage ou bien plus loin sachant que le site est très humide. En revanche, les deux courbes montrent que la couche entre 3m et 4m, elle aussi est à risque. Une comparaison avec la courbe obtenue par le sondage pénétromètre dynamique montre que cette même couche possède aussi la plus faible résistance à la pénétration.

## 5.6 – Conclusion

Dans ce chapitre, on a essayé d'appliquer les méthodes classiques d'évaluation du risque de liquéfaction directement au problème des loess sur le site de Beugnâtre. Les résultats obtenus par les trois méthodes étaient cohérents et ont montré la présence d'une couche à risque située entre 2m et 4m. En revanche, l'ordre du facteur de sécurité calculé n'est pas explicite et varie d'une méthode à une autre. En outre, les essais SPT et CPT ne sont pas sensibles à la présence des fines et des carbonates puisqu'on a obtenu les mêmes profils pour le loess que pour un sable propre, les conditions d'application sont toujours à l'état saturé et la plupart des méthodes sont empiriques, et enfin il existe une difficulté à réaliser certains types d'essais quand le sol est saturé et qui reste encore un obstacle essentiel pour l'obtention des

paramètres d'où était la nécessité de développer une nouvelle méthode qui permettra de considérer tous ces facteurs.

Cette nouvelle méthode consiste, à partir d'un profil de  $V_s$ , à calculer le facteur de sécurité et à identifier les couches à risque et ce par l'intermédiaire de quelques paramètres géotechniques. L'application de la méthode sur quatre chantiers différents de la LGV nord, a montré un grand intérêt: détermination de l'état initial du sol reflété par le profil de l'indice des vides qui représente le potentiel de liquéfaction des couches, les profils de  $V_s$  et de  $G_{0max}$  avant et après saturation donnent une idée sur la fatigue des sols et finalement le facteur de sécurité aide à identifier les couches liquéfiables. Néanmoins, il reste quelques points à améliorer, tels que la traduction des paramètres des essais in situ en  $V_s$  tout en considérant l'effet des fines et des carbonates, et un dernier point sur la fonction  $f(e)$  qui représente l'effet de la densité. Des essais de consolidation isotrope au laboratoire seront nécessaires pour vérifier la forme exacte de la variation de l'indice des vides avec la contrainte pour une teneur en eau initiale donnée.

<b>CHAPITRE V DEVELOPPEMENT D'UNE METHODE D'EVALUATION DU RISQUE DE LIQUEFACTION.....</b>	<b>169</b>
5.1 Introduction .....	169
5.2 Evaluation des methodes existantes portant sur le risque de liquefaction à partir des..... mesures in situ .....	170
5.2.1 Evaluation par la méthode SPT .....	170
5.2.2 Evaluation par la méthode CPT .....	174
5.2.3 Evaluation par la méthode $V_s$ .....	182
5.3 Conclusion.....	187
5.4 Développement d'une methode permettant d'évaluer le risque de liquefaction à partir..... d'essais in situ sur sols non saturés .....	188
5.4.1 Introduction .....	188
5.4.2 Méthode proposée .....	189
5.5 Application de la methode.....	198
5.5.1 Application au site de Beugnâtre.....	198
5.5.2 Application au site du Km 89.....	205
5.5.3 Application au site du Km 133.....	207
5.5.4 Application au site du Km 137.....	210
5.6 Conclusion.....	213

## Chapitre VI

### *Développement d'un modèle de comportement élasto-plastique avec endommagement*

#### 6.1 – Introduction

*« Cette étude a été réalisée principalement par le Dr. Chai (2004-2005) dans le cadre de son séjour post-doctoral au CERMES »*

Les matériaux géologiques cimentés occupent normalement la zone de transition entre les sols et les roches (Kavvas et Amorosi, 2000 ; Nova et al., 2003, Baudet et Stallebrass, 2004 ). La réponse de ces matériaux est souvent caractérisée par une variabilité spatiale élevée, un pourcentage de carbonates significatif, une anisotropie marquée, une dégradation de rigidité élastique, un comportement fragile durant le cisaillement, la formation de fissures pendant un déchargement et une sensibilité à l'eau assez élevée. La modélisation de ces matériaux nécessite ainsi le développement de lois de comportement capables de traiter de telles réponses complexes. L'écrouissage associé avec la dégradation du matériau est l'une des questions centrales dans la modélisation numérique de ces matériaux. Encore, l'effet de la succion peut être significatif sur leur comportement mécanique et enfin, en plus de la rigidité habituelle, il existe l'effet directe de la cimentation qui, en général, augmente quand le matériau devient non saturé.

On rappelle que le loess, qui appartient à cette catégorie de sols, est soumis à trois mécanismes de rupture : l'effondrement quand les conditions hydriques changent (saturation) sous une charge statique, l'endommagement qui représente l'évolution des déformations au sein des liants de carbonates avec le passage répété du train et enfin la liquéfaction quand le chargement cyclique du train engendre des pressions interstitielles trop importantes dans les loess saturés. Ainsi dans des conditions non drainées, on peut observer le phénomène de radoucissement quand le loess est soumis à un chargement monotone, alors que la mobilité cyclique ou bien la liquéfaction est mise en évidence quand le chargement est cyclique. Dans ce chapitre et pour décrire ce type de comportement , on a adopté le modèle de plasticité généralisée et celui de la surface de frontière développés par Pastor et al. (1985, 1990) et déjà présentés au chapitre I. Ces deux modèles ont été écrits dans un programme informatique par

Chai. Les résultats de simulation ont montré que les deux modèles sont capables de décrire le comportement de liquéfaction observé des loess. La seule différence entre les deux réside dans la définition des paramètres. On a montré de plus la nécessité de prendre en compte le caractère dommageable des loess. Ainsi, on présentera dans la suite le travail d'extension de cette modélisation à l'effet d'endommagement. On rappelle que la cimentation formée confère aux matériaux une résistance souvent élevée, ce qui fait qu'à l'état naturel, ils ont une porosité généralement élevée. La cimentation qui joue le rôle de liants peut s'endommager sous des sollicitations physico-chimiques ou mécaniques. Burghignoli et al. (1998) ont étudié l'effet de l'endommagement des liants sur l'évolution de la surface de charge des sols argileux artificiellement cimentés. Les résultats indiquent que l'endommagement peut se traduire par le changement en dimension et en forme de la surface de charge, par l'évolution d'un comportement initialement isotrope vers un comportement anisotrope. La loi d'écoulement semble non influencée par l'endommagement, qui reste associée. Sharama et Fahey (2003) ont étudié la variation de l'endommagement avec le nombre de cycles dans les sols cimentés par le calcaire.

Pour ce type de sol et pour les roches molles, les principales propriétés ont été résumées au paragraphe 1.10.4. Pour décrire quantitativement la dégradation des liants, Baudet et Stallebrass (2003) ont utilisé une relation fixe entre le changement de la sensibilité et les déformations plastiques pour représenter l'endommagement dans le cadre de la sensibilité. Vaunat et Gens (2003) ont analysé la dégradation des liants en introduisant le rapport des déformations élastiques des liants sur les déformations élastiques totales, et ils ont introduit ce paramètre dans la surface de charge pour décrire le comportement des argiles cimentés à travers l'équilibre d'énergie et le modèle modifié de Cam-Clay. Dans ce travail, le rapport entre déformations élastiques des liants et les déformations totales élastiques est également utilisé pour analyser l'endommagement des loess. On commence par un travail d'extension du modèle Cam-Clay modifié à l'endommagement, et on introduit ensuite l'endommagement dans le modèle de surface de frontière avec une règle d'écoulement non-associée. Les liants sont supposés d'être uniformément distribués. Les contraintes appliquées sont en partie transférées aux liants et une autre partie à la matrice. La configuration du modèle de sol adoptée est présentée sur la figure 6-1. Le développement du modèle sera présenté dans le paragraphe (6.4). Les résultats de simulation ont montré que l'endommagement est d'autant plus important que le taux de dégradation est grand et que le pourcentage de cimentation est faible. En général, le comportement des sols cimentés converge, à grandes déformations, vers celui des sols non cimentés.

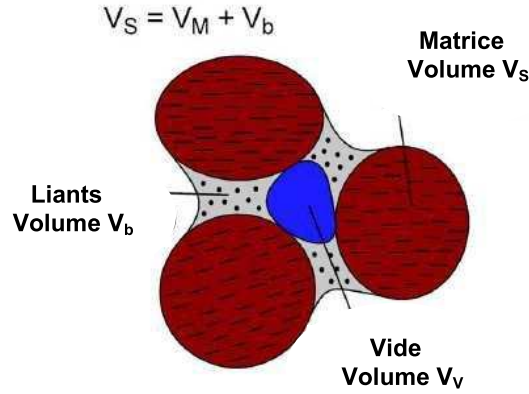


Figure 6-1: Modèle adopté pour le loess inspiré de Gens et Vaunat, 2003

## 6.2 – Modèle élasto-plastique avec endommagement

Dans ce paragraphe, on va essayer d'introduire l'effet de l'endommagement sur le modèle de surface de frontière de Pastor et al. (1985). On reprend le modèle adopté pour notre sol (figure 6-1) et inspiré de celui de Gens et Vaunat (2003). Les contraintes appliquées sont en partie transférées aux liants et une autre partie à la matrice. Les relations entre les différentes contraintes sont ainsi données par les relations suivantes :

$$p_M = p - p_b; \quad q_M = q - q_b \quad (6.1)$$

où

$p_M, q_M; p_b, q_b$  sont les contraintes dans la matrice et les liaisons respectivement.

Quand l'endommagement se produit dans les liants, la relation entre contraintes et déformations dans les liants est exprimée comme suit :

$$\begin{aligned} p_b &= (1 - D)K_{b0}\epsilon_{vb} = K_b\hat{\epsilon}_{vb} = K_b\epsilon_{vb} \\ q_b &= 3(1 - D)G_{b0}\epsilon_{qb} = 3G_b\hat{\epsilon}_{qb} = 3G_b\epsilon_{qb} \end{aligned} \quad (6.2)$$

où  $D$  est un paramètre d'endommagement,  $K_{b0}$  et  $G_{b0}$  sont les modules des liants intacts,  $K_b$ ,  $G_b$  sont les modules de liants endommagés,  $\epsilon_{vb}$  et  $\epsilon_{qb}$  sont des déformations apparentes, et

$\hat{\epsilon}_{vb}, \hat{\epsilon}_{qb}$  sont définis comme :

$$\hat{\epsilon}_{vb} = (1 - D)\epsilon_{vb}; \quad \hat{\epsilon}_{qb} = (1 - D)\epsilon_{qb} \quad (6.3)$$

A partir des expressions (6.3) et (6.4), la dégradation élastique des liants peut être approximativement considérée comme une réduction de la partie intacte des liants, et  $\hat{\epsilon}_{vb}, \hat{\epsilon}_{qb}$  sont les déformations élastiques de la partie intacte. En adoptant la proposition de Carol et al. (2001), un nouveau paramètre d'endommagement  $L$  est introduit :

$$L = \ln\left(\frac{1}{1-D}\right) \quad (6.4)$$

On a évidemment la relation suivante :

$$1-D = e^{-L} \quad (6.5)$$

$D$  est dans la gamme de 0 à 1, et  $L$  varie de 0 à  $\infty$ . L'expression (6.4) peut être réécrite comme suit :

$$\hat{\epsilon}_{vb} = e^{-L} \epsilon_{vb}; \hat{\epsilon}_{qb} = e^{-L} \epsilon_{qb} \quad (6.6)$$

Les déformations élastiques totales d'un sol structuré incluent les déformations élastiques de la partie intacte des liants  $\hat{\epsilon}_{vb}, \hat{\epsilon}_{qb}$  et les déformations élastiques de la matrice et des vides. Si  $V_b, V_m$ , et  $V_v$  sont définis comme étant les volumes occupés par les liants, par la matrice et par les vides respectivement (Figure 6-1), on a :

$$V_T = V_b + V_m + V_v \quad (6.7)$$

Puisque  $\hat{\epsilon}_{vb}, \hat{\epsilon}_{qb}$  sont les déformations dans le volume  $V_b$ , le rapport des déformations élastiques dans les liants sur le volume total est calculé selon :

$$\hat{\epsilon}_{vb} V_b / V_T, \quad \hat{\epsilon}_{qb} V_b / V_T \quad (6.8)$$

De la même manière, le rapport des déformations élastiques de la matrice et des vides sur le volume total est donnée par :

$$\epsilon_{vm} (V_v + V_m) / V_T, \quad \epsilon_{qm} (V_v + V_m) / V_T \quad (6.9)$$

Alors les incréments des déformations élastiques totales peuvent s'écrire comme la somme d'incrément des déformations élastiques dans les liants, la matrice et les vides

$$d\epsilon_v^e = \frac{(dp - dp_b)}{K_m} \cdot \frac{(V_v + V_m)}{V_T} + \frac{dp_b}{K_{b0}} \frac{V_b}{V_T} \quad (6.10)$$

$$d\epsilon_q^e = \frac{(dq - dq_b)}{3G_m} \cdot \frac{(V_v + V_m)}{V_T} + \frac{dq_b}{3G_{b0}} \frac{V_b}{V_T}$$

En définissant  $\beta = V_b / V_T$ , l'expression (6.11) peut être réécrite comme suit :

$$d\epsilon_v^e = \frac{(dp - dp_b)}{K_m} \cdot (1 - \beta) + \frac{dp_b}{K_{b0}} \beta \quad (6.11)$$

$$d\epsilon_q^e = \frac{(dq - dq_b)}{3G_m} \cdot (1 - \beta) + \frac{dq_b}{3G_{b0}} \beta$$

En combinant les expressions (6.3) et (6.12), on obtient :

$$d\epsilon_v^e = \frac{dp}{K_m} \cdot (1 - \beta) + \beta d\hat{\epsilon}_{vb} - (1 - \beta) \frac{K_{b0}}{K_m} d\hat{\epsilon}_{vb} \quad (6.12)$$

$$d\epsilon_q^e = \frac{dq}{3G_m} \cdot (1 - \beta) + \beta d\hat{\epsilon}_{qb} - (1 - \beta) \frac{G_{b0}}{G_m} d\hat{\epsilon}_{qb}$$

### 6.2.1– Evolution de l'endommagement

Le début et l'évolution de l'endommagement des liants a une grande influence sur le comportement. Les déformations plastiques développées dans les liants ne sont pas considérées ni avant ni après l'endommagement. Tout dépend de l'énergie élastique générée au sein des liants ; elle est exprimée par :

$$W = \sigma_{ij} \epsilon_{ij} / 2 = (K_b \epsilon_{vb}^2 + 3G_b \epsilon_{qb}^2) / 2. \quad (6.13)$$

L'endommagement se produit quand l'énergie élastique excède un seuil d'énergie  $W_{max}$ . Pour une description plus pratique, on définit les rapports suivants des déformations élastiques des liants aux déformations élastiques totales:

$$\hat{\epsilon}_{vb}^e / \epsilon_v^e \text{ et } \epsilon_{qb}^e / \epsilon_q^e \quad (6.14)$$

Quand l'endommagement se produit

$$\begin{aligned} \hat{\epsilon}_{vb}^e / \epsilon_v^e &= \chi_{00} e^{L_0} e^{-L} \\ \epsilon_{qb}^e / \epsilon_q^e &= \chi_{11} e^{L_0} e^{-L} \quad (L > L_0) \end{aligned} \quad (6.15)$$

Si non

$$\begin{aligned} \hat{\epsilon}_{vb}^e / \epsilon_v^e &= \chi_{00} \\ \epsilon_{qb}^e / \epsilon_q^e &= \chi_{11} \quad (L \leq L_0) \end{aligned} \quad (6.16)$$

$\chi_{00}$  et  $\chi_{11}$  sont des paramètres associés avec  $\beta$  et les propriétés du sol.  $\chi_{00} \leq 1, \chi_{11} \leq 1$ ,  $L_0$  est un paramètre de seuil d'endommagement.

A partir des équations (6.16), on a :

$$\begin{aligned} d\hat{\epsilon}_{vb} &= \chi_{00} e^{L_0} (e^{-L} d\epsilon_v^e - \epsilon_v^e e^{-L} dL) \\ d\hat{\epsilon}_{qb} &= \chi_{11} e^{L_0} (e^{-L} d\epsilon_q^e - \epsilon_q^e e^{-L} dL) \quad L > L_0 \end{aligned} \quad (6.17)$$

$$d\hat{\epsilon}_{vb} = \chi_{00} d\epsilon_v^e ; d\hat{\epsilon}_{qb} = \chi_{11} d\epsilon_q^e \quad L \leq L_0 \quad (6.18)$$



$L$  est supposé d'être associé aux déformations volumétriques et déviatoriques totales accumulées

$$L = k_\alpha \xi_v + k_\beta \xi_q ; \xi_v = \int |d\mathcal{E}_v| ; \xi_q = \int |d\mathcal{E}_q| \quad (6.19)$$

où  $k_\alpha$  et  $k_\beta$  sont des paramètres à déterminer.

De l'expression (6.19), on a :

$$dL = (k_\alpha d\xi_v + k_\beta d\xi_q) = ((-1)^n k_\alpha d\mathcal{E}_v + (-1)^m k_\beta d\mathcal{E}_q) \quad (6.20)$$

où

$$n = 0 \text{ pour } d\mathcal{E}_v > 0, \quad n = 1 \text{ pour } d\mathcal{E}_v < 0. \quad (6.21)$$

$$m = 0 \text{ pour } d\mathcal{E}_q > 0, \quad m = 1 \text{ pour } d\mathcal{E}_q < 0 \quad (6.22)$$

Pour  $L > L_0$ , l'expression (6.18) est réécrite selon :

$$d\hat{\mathcal{E}}_{vb} = \chi_{00} e^{L_0} e^{-L} d\mathcal{E}_v^e - \mathcal{E}_v^e e^{-L} \chi_{00} e^{L_0} [(-1)^n k_\alpha d\mathcal{E}_v + (-1)^m k_\beta d\mathcal{E}_q] \quad (6.23)$$

$$= \chi_{00} e^{L_0} e^{-L} \{d\mathcal{E}_v^e - \mathcal{E}_v^e [(-1)^n k_\alpha (d\mathcal{E}_v^e + d\mathcal{E}_v^p) + (-1)^m k_\beta (d\mathcal{E}_q^e + d\mathcal{E}_q^p)]\}$$

$$d\hat{\mathcal{E}}_{qb} = \chi_{11} e^{L_0} e^{-L} d\mathcal{E}_q^e - \mathcal{E}_q^e e^{-L} \chi_{11} e^{L_0} [(-1)^n k_\alpha d\mathcal{E}_v^e + (-1)^m k_\beta d\mathcal{E}_q^e] \quad (6.24)$$

$$= \chi_{11} e^{L_0} e^{-L} \{d\mathcal{E}_q^e - \mathcal{E}_q^e [(-1)^n k_\alpha (d\mathcal{E}_v^e + d\mathcal{E}_v^p) + (-1)^m k_\beta (d\mathcal{E}_q^e + d\mathcal{E}_q^p)]\}$$

où

$$A_{00} = [\beta - (1 - \beta) \frac{K_{b0}}{K_m}] \chi_{00} e^{L_0} e^{-L} [1 - (-1)^n \mathcal{E}_v^e k_\alpha] - 1$$

$$A_{01} = -[\beta - (1 - \beta) \frac{K_{b0}}{K_m}] \chi_{00} e^{L_0} e^{-L} (-1)^m \mathcal{E}_v^e k_\beta$$

$$B_{00} = -[\beta - (1 - \beta) \frac{G_{b0}}{G_m}] \chi_{11} e^{L_0} e^{-L} (-1)^n \mathcal{E}_q^e k_\alpha$$

$$B_{01} = [\beta - (1 - \beta) \frac{G_{b0}}{G_m}] \chi_{11} e^{L_0} e^{-L} [1 - (-1)^m \mathcal{E}_q^e k_\beta] - 1 \quad (6.25)$$

$$C_{00} = \frac{dp}{K_m} (\beta - 1) + [\beta - (1 - \beta) \frac{K_{b0}}{K_m}] \chi_{00} e^{-L} e^{-L_0} \mathcal{E}_v^e [(-1)^n k_\alpha d\mathcal{E}_v^p + (-1)^m k_\beta d\mathcal{E}_q^p]$$

$$C_{11} = \frac{dq}{3G_m} (\beta - 1) + [\beta - (1 - \beta) \frac{G_{b0}}{G_m}] \chi_{11} e^{-L} e^{-L_0} \mathcal{E}_q^e [(-1)^n k_\alpha d\mathcal{E}_v^p + (-1)^m k_\beta d\mathcal{E}_q^p]$$

En combinant (6.25) et (6.26) avec (6.13), on a :

$$d\mathcal{E}_v^e = \{C_{00} B_{01} - A_{01} C_{11}\} / (A_{00} B_{01} - B_{00} A_{01})$$

$$d\mathcal{E}_q^e = \{C_{00} - A_{00} d\mathcal{E}_v^e\} / A_{01} \quad (6.26)$$

Pour  $L \leq L_0$ , les incréments des déformations élastiques totales peuvent être facilement calculées à partir des équations (6.12) et (6.17) :

$$\begin{aligned} d\epsilon_v^e &= \frac{dp}{K_m} (1 - \beta) / [1 - \beta\chi_{00} + (1 - \beta)\chi_{00} \frac{K_{b0}}{K_m}] \\ d\epsilon_q^e &= \frac{dp}{3G_m} (1 - \beta) / [1 - \beta\chi_{11} + (1 - \beta)\chi_{11} \frac{G_{b0}}{G_m}] \end{aligned} \quad (6.27)$$

Les incréments des déformations élastiques dans les liants peuvent être obtenus à partir des équations (6.25) et (6.26) pour  $L > L_0$  et (6.29) pour  $L \leq L_0$ .

Les incréments de contraintes au niveau des liants et de la matrice peuvent être obtenus selon les expressions :

$$\begin{aligned} dp_b &= K_{b0} d\hat{\epsilon}_{vb} = K_{b0} \chi_{00} e^{-L} e^{L_0} \{ d\epsilon_v^e - \epsilon_v^e [(-1)^n k_\alpha d\epsilon_v + (-1)^m k_\beta d\epsilon_q] \} \\ dq_b &= 3G_{b0} d\hat{\epsilon}_{qb} = 3G_{b0} \chi_{11} e^{-L} e^{L_0} \{ d\epsilon_q^e - \epsilon_q^e [(-1)^n k_\alpha d\epsilon_v + (-1)^m k_\beta d\epsilon_q] \} \\ dp_m &= dp - dp_b ; dq_m = dq - dq_b \end{aligned} \quad (6.28)$$

Les modules élastiques de la matrice sont calculés par :

$$K_m = (1 + e) p_m / \kappa, \quad G_m = \frac{3(1 - 2\nu_m) K_m}{2(1 + \nu_m)} \quad (6.29)$$

où  $e$  est l'indice des vides,  $p_m$  est la contrainte moyenne effective,  $\kappa$  est la pente de la courbe de compressibilité,  $\nu_m$  est le coefficient de Poisson.

### 6.2.2 – La surface de charge

Avec les liants, les sols ont une résistance à la traction et une cohésion, et le domaine élastique avant la plastification est élargi par rapport à celui des sols non cimentés. La résistance à la traction et la cohésion diminueront et disparaîtront avec la dégradation des liants. Pour considérer l'effet de la cimentation dans les sols, quelques paramètres liés à cette dernière sont introduits dans le modèle de Cam-Clay modifié :

$$F = (q + e^{-(L-L_0)} q_{bc})^2 - M^2 [\bar{p}_{cM} - (p + e^{-(L-L_0)} p_{bc})] (p + e^{-(L-L_0)} p_{bc}) = 0 \quad (6.30)$$

où  $p_{bc}$  et  $q_{bc}$  sont les forces de cohésion maximales. Puisque la région élastique avant plastification est élargie, on propose :

$$\bar{p}_{cM} = (1 + \chi) p_{cM}$$

$$\text{avec } \chi = \chi_{00} e^{L_0} e^{-L}$$

Ainsi, l'expression (6.32) peut se réécrire sous la forme de :

$$F = (q + e^{-(L-L_0)} q_{bc})^2 - M^2 [(1 + \chi) p_{cM} - (p + e^{-(L-L_0)} p_{bc})] (p + e^{-(L-L_0)} p_{bc}) = 0 \quad (6.31)$$

La loi d'écrouissage est considérée comme :

$$dp_{cM} / d\varepsilon_v^p = p_{cM} (1 + e_M) / (\lambda - \kappa) \quad (6.32)$$

En posant

$$\bar{p} = p + e^{-(L-L_0)} p_{bc} \quad \text{et} \quad \bar{q} = (q + e^{-(L-L_0)} q_{bc}) \quad (6.33)$$

on obtient finalement

$$F = \bar{q}^2 - M^2 (\bar{p}_{cM} - \bar{p}) \bar{p} = 0 \quad (6.34)$$

A partir de l'expression (6.34), on peut obtenir la surface de charge dans le plan  $\bar{p} - \bar{q}$ . La surface de charge dans le plan  $p-q$  peut être obtenue par translation de coordonnées.

### 6.2.3 – La règle d'écoulement

Si la règle d'écoulement est associée, les incréments des déformations plastiques sont déterminés par :

$$d\varepsilon^p = (d\varepsilon_v^p, d\varepsilon_q^p)^T = d\lambda (\partial F / \partial \sigma) \quad ; \quad \sigma = (p, q)^T \quad (6.35)$$

La condition de consistance implique

$$dF = \left( \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T \cdot d\sigma + \frac{\partial F}{\partial p_{cM}} \left( \frac{\partial p_{cM}}{\partial \varepsilon^p} \right)^T \cdot d\varepsilon^p + \frac{\partial F}{\partial L} dL = 0 \quad (6.36)$$

où

$$\left( \frac{\partial F}{\partial \sigma} \right)^T = [-(1 + \chi) p_{cM} M^2 + 2M^2 \bar{p}, 2\bar{q}];$$

$$\frac{\partial F}{\partial p_{cM}} = -M^2 (1 + \chi) \bar{p}; \quad \left( \frac{\partial p_{cM}}{\partial \varepsilon^p} \right)^T = \left( \frac{1 + e}{\lambda - \kappa} p_{cM}, 0 \right)$$

$$\frac{\partial F}{\partial L} = e^{-(L-L_0)} \{ -2\bar{q} q_{bc} - 2M^2 \bar{p} p_{bc} + M^2 (1 + \chi) p_{cM} p_{bc} \} + M^2 \bar{p} p_{cM} \chi$$

$$\chi = \chi_{00} e^{L_0} \exp(-k_\alpha \xi_v - k_\beta \xi_q)$$

$$dL = (k_\alpha d\xi_v + k_\beta d\xi_q) = [k_\alpha \cdot \text{sgn}(d\varepsilon_v) (d\varepsilon_v^p + d\varepsilon_v^e) + k_\beta \text{sgn}(d\varepsilon_q) (d\varepsilon_q^p + d\varepsilon_q^e)]$$

En utilisant l'équation (6.20),  $dL$  peut être réécrit comme suit:

$$dL = [k_\alpha \cdot \text{sgn}(d\varepsilon_v) (d\lambda \frac{\partial F}{\partial p} + d\varepsilon_v^e) + k_\beta \text{sgn}(d\varepsilon_q) (d\lambda \frac{\partial F}{\partial q} + d\varepsilon_q^e)]$$

En combinant ces équations, on obtient

$$[-(1+\chi)p_{cM}M^2 + 2M^2\bar{p}_M]dp_M + 2\bar{q}_M dq_M - (1+\chi)M^2\bar{p}_M \frac{1+e}{\lambda-\kappa} p_{cM} d\lambda [-(1+\chi)p_{cM}M^2 + 2M^2\bar{p}_M] + \frac{\partial F}{\partial L} dL = 0$$

Ainsi,

$$d\lambda = \frac{[-(1+\chi)p_{cM}M^2 + 2M^2\bar{p}_M]dp_M + 2\bar{q}_M dq_M + B}{(1+\chi)M^2\bar{p}_M \frac{1+e_{cM}}{\lambda-\kappa} p_{cM} [-(1+\chi)p_{cM}M^2 + 2M^2\bar{p}_M] - A} \quad (6.37)$$

$$\text{Où } A = \frac{\partial F}{\partial L} \{k_\alpha \operatorname{sgn}(d\varepsilon_v) [-(1+\chi)p_{cM}M^2 + 2M^2\bar{p}] + 2k_\beta \operatorname{sgn}(d\varepsilon_q)\bar{q}\}$$

$$\text{et } B = \frac{\partial F}{\partial L} \{k_\alpha \operatorname{sgn}(d\varepsilon_v) d\varepsilon_v^e + k_\beta \operatorname{sgn}(d\varepsilon_q) d\varepsilon_q^e\}$$

#### 6.2.4 – Passage élastique - plastique

L'état de contraintes dans la zone élastique vérifie la condition  $F(p, q) < 0$ , alors qu'un point en état de plasticité satisfera la condition  $F(p, q) = 0$ . Si  $F(p, q) > 0$ , ceci indique qu'une transition d'un état élastique à un état plastique se produit pendant cet incrément de chargement. Dans ce cas, l'incrément de charge est subdivisé en deux parts, une partie entièrement élastique et une partie élastique-plastique régissant le comportement après que la surface de charge est atteinte. La façon la plus simple est de prendre la fonction de charge en tant que forme linéaire, puis l'intersection entre le chemin de contraintes et la surface est déterminée par une interpolation linéaire. Si l'état de contraintes  $(p, q)$  est dans la zone élastique  $F(p, q) = r_1 < 0$ , avec un incrément de chargement donné  $(\Delta p, \Delta q)$ ,  $F(p + \Delta p, q + \Delta q) = r_2 > 0$ . L'incrément de chargement dans la zone élastique peut être calculé par une interpolation linéaire

$$\Delta p_e = \Delta p r_1 / (r_2 - r_1) ; \Delta q_e = \Delta q r_1 / (r_2 - r_1) \quad (6.38)$$

En raison de la non-linéarité dans la fonction et afin d'obtenir un résultat plus précis, d'autres procédures itératives peuvent être employées.

#### 6.2.5 – Le critère de chargement

Pour l'érouissage positif ou négatif, le vecteur de contraintes, le tenseur du vecteur normal à la surface de charge et le module plastique doivent satisfaire la condition suivante :

$$d\boldsymbol{\sigma}'^T \cdot \mathbf{n} / H_L > 0 \quad (6.39)$$

$$\text{où } d\boldsymbol{\sigma}' = (dp, dq)^T$$

Si le module plastique est connu à l'avance, l'incrément des déformations plastiques est donné par :

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^p = (d\boldsymbol{\varepsilon}_p^p, d\boldsymbol{\varepsilon}_q^p)^T = \frac{\mathbf{n}_{gL/U} (\mathbf{n}^T \cdot d\boldsymbol{\sigma}')}{H_{L/U}} \quad (6.40)$$

où  $\mathbf{n}_{gL/U}$  est le tenseur normal de la surface du potentiel plastique,  $\mathbf{n}^T$  est le tenseur normal de la surface de charge. En combinant les équations on obtient celle du module plastique:

$$H_L = - \frac{\frac{\partial F}{\partial p_{cM}} \left( \frac{\partial p_{cM}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}_p^p} \frac{\partial G}{\partial p} + \frac{\partial p_{cM}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}_q^p} \frac{\partial G}{\partial q} \right) + \frac{\partial F}{\partial L} [k_\alpha \operatorname{sgn}(d\boldsymbol{\varepsilon}_v) \frac{\partial G}{\partial p} + k_\beta \operatorname{sgn}(d\boldsymbol{\varepsilon}_q) \frac{\partial p_{cM}}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}_q^p} \frac{\partial G}{\partial q}]}{\left\{ \left( \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \right)^T \cdot \left( \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \right) \right\}^{1/2} \left\{ \left( \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \right)^T \cdot \left( \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}'} \right) \right\}^{1/2} \{1 + A_L\}} \quad (6.41)$$

où

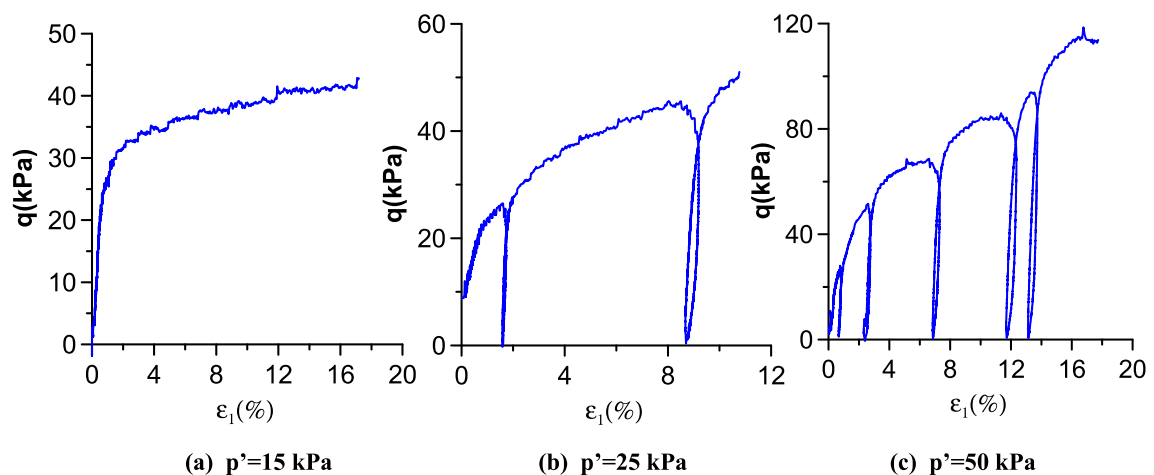
$$A_L = \frac{\frac{\partial F}{\partial L} [k_\alpha \operatorname{sgn}(d\boldsymbol{\varepsilon}_v) d\boldsymbol{\varepsilon}_v^e + k_\beta \operatorname{sgn}(d\boldsymbol{\varepsilon}_q) d\boldsymbol{\varepsilon}_q^e]}{[-(1 + \chi) p_{cM} M^2 + 2M^2 \bar{p}] dp + 2\bar{q}_M dq}$$

Si l'écoulement plastique est associé,  $G = F$ . De l'équation (6.32), l'équation (6.41) peut être réécrite comme :

$$d\boldsymbol{\sigma}'^T \cdot \mathbf{n} / H_L = [M^2 (2\bar{p} - (1 + \chi) p_{cM}) dp + 2\bar{q} dq] / H_L > 0 \quad (6.42)$$

### 6.3 – Détermination expérimentale de quelques paramètres

Dans ce paragraphe on présente les résultats de cinq essais triaxiaux monotones dont trois ont été réalisés en conditions drainées sur un sol intact sous 15, 25 et 50 kPa de pression de confinement respectivement (2 avec chargement /déchargement et 1 en chargement à la rupture ). Les deux autres essais ont été réalisés, un en condition drainée et le second en non drainée sur un sol reconstitué sous 15 kPa de confinement (1 avec chargement / déchargement et l'autre en chargement à la rupture ). Les résultats des trois premiers essais sont présentés sur les figures 6-2 et 6-3. A partir de ces courbes on a tracé les cercles de Mohr pour déterminer la cohésion effective et l'angle de frottement interne présentés aux tableaux 6-1. De plus, l'intersection de l'enveloppe de rupture avec l'axe horizontal donne la contrainte moyenne  $p_{bc}$ . A partir de l'angle de frottement drainé  $\phi'$  on peut obtenir M reliant  $p_{bc}$  et  $q_{bc}$  selon :  $p_{bc} = M q_{bc}$ .  $E_0$  se détermine avec la pente initiale de la courbe effort-déformation.



**Figure 6-2: Présentation des résultats des essais en chargement monotone (déviateur en fonction des déformations axiales) sur un sol intact en conditions drainées sous différentes pressions de confinement (a)  $\sigma_3 = 15$  kPa (b)  $\sigma_3 = 25$  kPa (c)  $\sigma_3 = 50$  kPa**

**Tableau 6-1 : Paramètres du sol à 2,20m en chargement monotone drainé**

$p_{bc}=H$ (kPa)	$C'$ (kPa)	$\phi'$ (degré)	$M$	$q_{bc}$ (kPa)	$E_0$ (MPa)
8	5	32	1,28	10,3	3

Comme le montre le tableau 6-1, la cimentation de ces sols donne une certaine cohésion de l'ordre de 5 kPa et un angle de frottement proche de ceux des sables. La détermination du module élastique  $E_0$  se fait en traçant la pente initiale de la courbe  $q$ - $\varepsilon_1$  (figure 6-2a). On observe aussi un module assez élevé. Le coefficient de Poisson sera déterminé à partir de la pente initiale de la courbe  $\varepsilon_1$ - $\varepsilon_v$ . Ceci permettra de calculer le module de cisaillement  $G_0$  et le module de compressibilité  $k_0$  par l'intermédiaire des équations d'élasticité (tableau 6-2). Les paramètres de la matrice du sol seront déterminés de la même façon pour les essais réalisés sur un sol reconstitué.

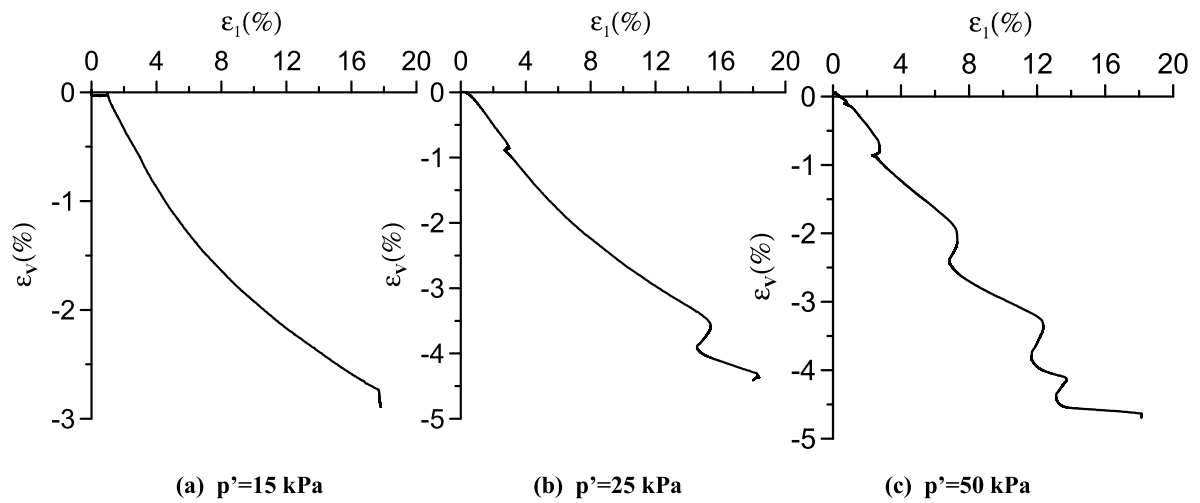


Figure 6-3: Présentation des résultats des essais en chargement monotone (déformations volumiques en fonction des déformations axiales) sur un sol intact en conditions drainées sous différentes pression de confinement (a)  $\sigma_3 = 15$  kPa (b)  $\sigma_3 = 25$  kPa (c)  $\sigma_3 = 50$  kPa

Tableau 6-2 : Paramètres du sol à 2,20m en chargement monotone drainé

$\nu$	$G_0$ (MPa)	$k_0$ (MPa)
0,3125	1	2,5

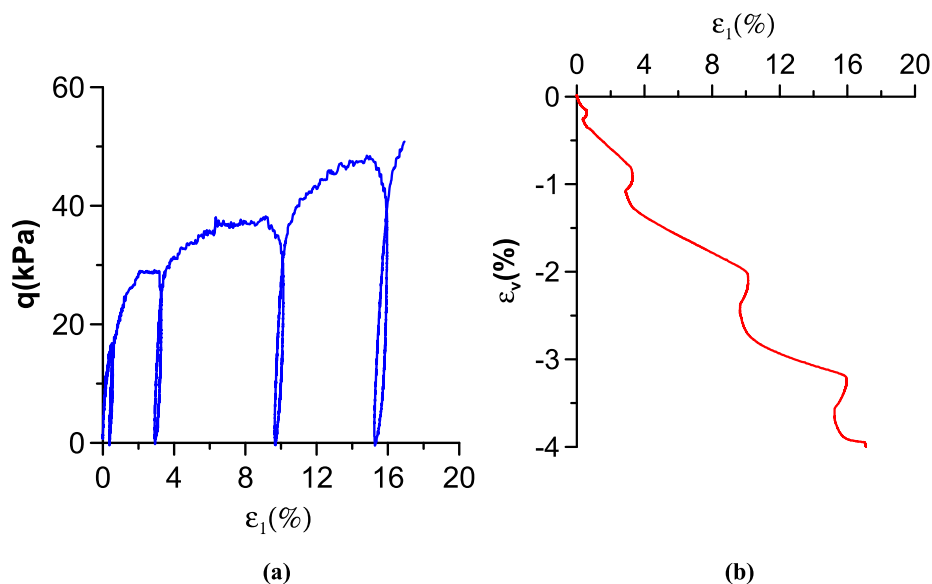


Figure 6-4: Présentation des résultats des essais en chargement monotone sur un sol reconstitué en conditions drainées sous une pression de confinement de 15 kPa (a) déviateur en fonction des déformations axiales (b) déformations volumiques en fonction des déformations axiales

Sur la figure 6-5 on présente les résultats de l'essai en chargement monotone réalisé sur un sol reconstitué sous 15 kPa de confinement en condition drainée. A partir de cet essai on peut déterminer quelques paramètres élastiques de la matrice du sol qui sont présentés au tableau 6-3.

Tableau 6-3 : Paramètres du sol reconstitué (matrice) en chargement monotone drainé

$E_m(\text{MPa})$	$\nu_m$	$G_m(\text{MPa})$	$k_m(\text{MPa})$
10,7	0,3125	4	9,5

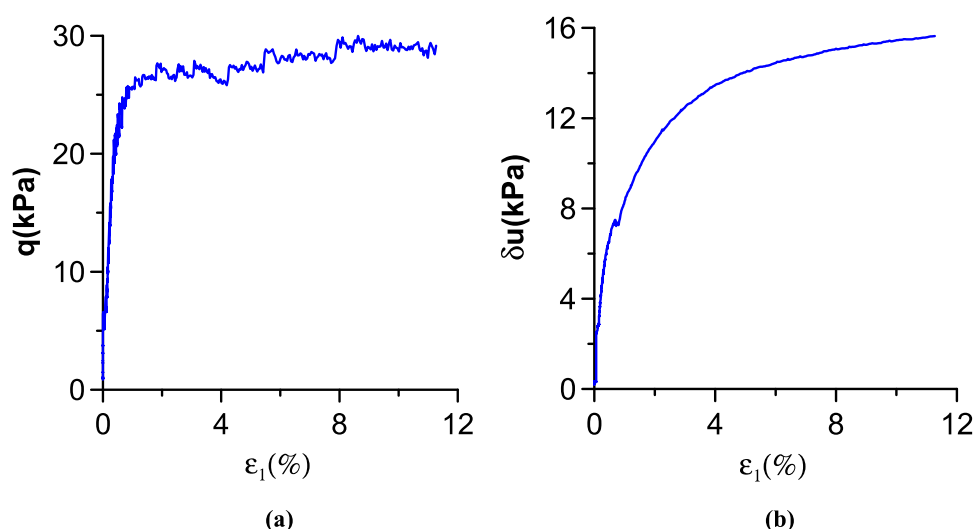


Figure 6-5: Présentation des résultats des essais en chargement monotone sur un sol reconstitué en conditions non drainées sous une pression de confinement de 15 kPa (a) déviateur en fonction de la déformation axiale (b) pression interstitielle en fonction de la déformation axiale

Sur la figure 6-5 on présente les résultats de l'essai réalisé en chargement monotone sur un sol reconstitué mais en condition non drainée. On observe bien le phénomène de liquéfaction statique puisque la pression interstitielle augmente jusqu'à atteindre la pression de confinement. Contrairement à la résistance au chargement déterminée dans le cas d'un sol reconstitué en conditions drainées, celle-ci est inférieure à celle déterminée sur le sol intact à la même pression de confinement. Il nous semble que le sol reconstitué résiste mieux en chargement drainé qu'un sol intact dans les mêmes conditions. Cette question reste à être vérifiée.



## 6.3.1 – Simulations numériques

L'influence de l'endommagement des liants sur le comportement des sols cimentés sera discutée à travers des simulations numériques.

## 6.3.1.1 – Simulation du comportement de durcissement (écrouissage positif)

Les paramètres utilisés pour la matrice du sol sont donnés dans le tableau 6-4, et les paramètres utilisés pour les liants dans différents états d'évolution de l'endommagement sont donnés dans le tableau 6-5.

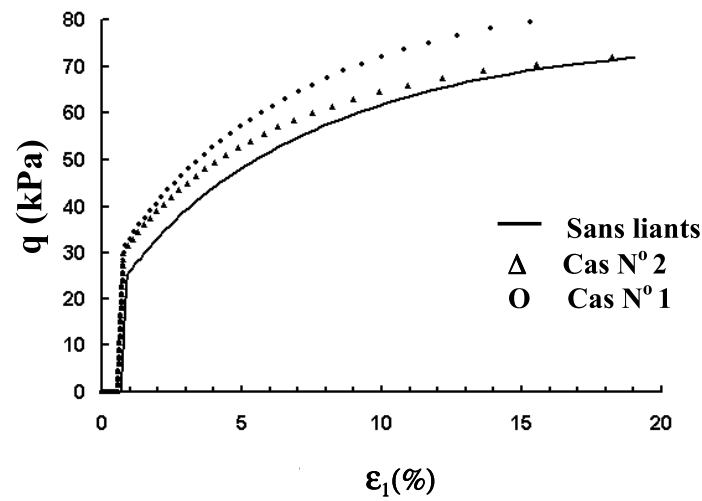
Tableau 6-4 : Paramètres de la matrice du sol

$e_0$	0,9	$\nu$	0,3
$\lambda$	0,1	$M_g$	1,0
$\kappa$	0,01	$P_{cm}(kPa)$	70

Tableau 6-5 : Paramètres des liants avec différents taux d'endommagement

Cas	$\chi_0 = \chi_1$	$\beta$	$k_\alpha = k_\beta$	$K_b(kPa)$	$\nu_b$	$p_{bc}(kPa)$	$M_{pq}$
N0.1	0,2	0,2	1	2000	0,25	10	0
N0.2	0,2	0,2	10	2000	0,25	10	0

Comme indiqué précédemment,  $q_{bc}$  pourrait réduire le domaine élastique. En effet, si une valeur inadéquate est prise pour  $q_{bc}$ , le domaine élastique peut être plus petit qu'à l'état non cimenté. Dans les simulations numériques effectuées, on a considéré  $q_{bc}=0$ . Les chemins de contraintes pour les simulations numériques sont  $p = 1kPa$ ,  $q = 0 kPa$  à  $p=50 kPa$  pour un rapport  $q / p = 0$  (phase de consolidation), puis de  $p=50 kPa$  à l'état de déformations  $q / p=3$  (phase cisaillement à contrainte de confinement constante). On suppose que l'endommagement commence dès le début du chargement. Les paramètres des liants sont les mêmes sauf que les taux d'endommagement sont différents. L'influence du taux d'endommagement sur la courbe  $q - \varepsilon_I$  est présentée sur la figure 6-6.

Figure 6-6 : Influence du taux d'endommagement sur la courbe  $q - \varepsilon_I$ 

Les résultats indiquent que la limite élastique augmente avec la cimentation du sol ; les courbes tendent à se converger vers celles des sols non cimentés avec l'augmentation du taux d'endommagement : plus le taux d'endommagement est rapide, plus la convergence est rapide.

On peut examiner l'effet de la fraction des liants en faisant une simulation avec les paramètres présentés dans le tableau 6-6.

Tableau 6-6: Paramètres des liants avec différents rapports de déformations

Cas	$\chi_0 = \chi_1$	$\beta$	$k_\alpha = k_\beta$	$K_b(\text{kPa})$	$\nu_b$	$p_{bc}(\text{kPa})$	$M_{pq}$
N0.1	0,1	0,4	10	2000	0,25	15	0
N0.2	0,1	0,2	10	2000	0,25	10	0

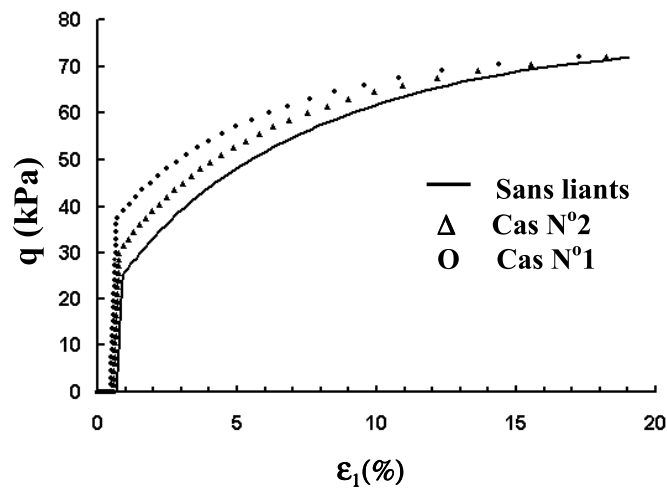


Figure 6-7 : Influence du rapport des déformations ( $\beta$ ) sur la courbe  $q - \varepsilon_1$

Les résultats sont montrés sur la figure 6-7. Il est évident que les domaines élastiques s'élargissent et que les contraintes de la limite élastique augmentent avec l'augmentation de la fraction des liants. La dégradation des liants est traduite par une diminution de  $p_{cb}$ , mais à cause de l'écrouissage positif, la surface de charge s'agrandit. L'évolution de la surface de charge avec les déformations et la dégradation des liants est présentée sur la figure 6-8.

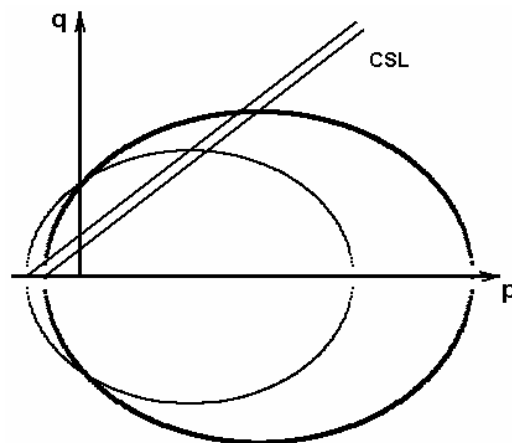


Figure 6-8 : Evolution de la surface de charge dans le cas d'écrouissage positif

Les courbes de consolidation isotropes des loess ayant différents niveaux de cimentation (tableau 6-7) sont présentées sur la figure 6-9. On remarque qu'un niveau de cimentation plus

important permet au sol d'atteindre une valeur de contrainte moyenne limite (pression de préconsolidation) plus élevée.

Tableau 6-7 : Paramètres des liants avec différents niveau de cimentation

Cas	$\chi_0=\chi_1$	$\beta$	$k_\alpha=k_\beta$	$K_b(\text{kPa})$	$v_b$	$p_{bc}(\text{kPa})$	$M_{pq}$
N°.1	0,4	0,4	20	2000	0,25	15	0
N°.2	0,2	0,2	20	2000	0,25	10	0

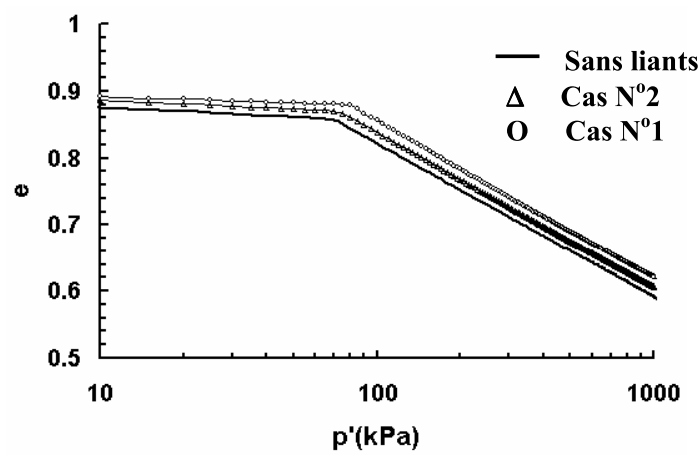


Figure 6-9 : Courbes de consolidation isotrope des loess ayant différents niveaux de cimentation

#### 6.3.1.2 – Simulations dans le cas de radoucissement

Pour étudier le comportement d'écrouissage négatif des sols cimentés, les chemins de contraintes pour la simulation numérique sont  $p = 1 \text{ kPa}$ ,  $q = 10 \text{ kPa}$  à  $p = 50 \text{ kPa}$  pour un rapport  $q / p = 0$  (phase de consolidation), puis  $p = 10 \text{ kPa}$  et  $q / p = 3$  (cisaillement à contrainte de confinement constante). On suppose que l'endommagement commence dès le début du chargement. Les paramètres des liants sont les mêmes que dans le tableau 6-5. Différents taux d'endommagement et différentes quantités de cimentation sont donnés dans les tableaux 6-8 et 6-9 respectivement. La comparaison des résultats est présentée sur les figures 6-10 et 6-11, respectivement.

Tableau 6-8 : Différents taux d'endommagement des liants

Cas	$\chi_0=\chi_1$	$\beta$	$k_\alpha=k_\beta$	$K_b(\text{kPa})$	$\nu_b$	$p_{bc}(\text{kPa})$	$M_{pq}$
N°.1	0,2	0,2	1	2000	0,25	10	0
N°.2	0,2	0,2	20	2000	0,25	10	0

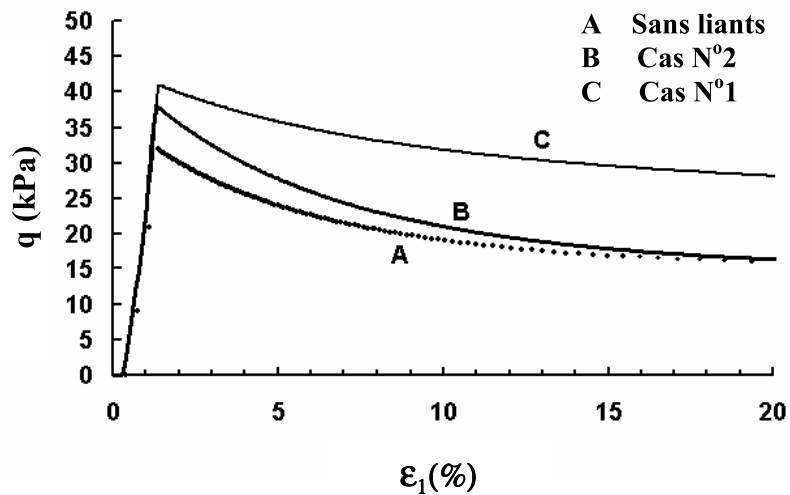
Figure 6-10 : Influence du taux d'endommagement sur la courbe  $q-\varepsilon_1$ 

Tableau 6-9 : Différentes quantités de cimentation

Cas	$\chi_0=\chi_1$	B	$k_\alpha=k_\beta$	$K_b(\text{kPa})$	$\nu_b$	$p_{bc}(\text{kPa})$	$M_{pq}$
No.1	0,1	0,1	20	2000	0,25	6	0
No.2	0,2	0,2	20	2000	0,25	10	0

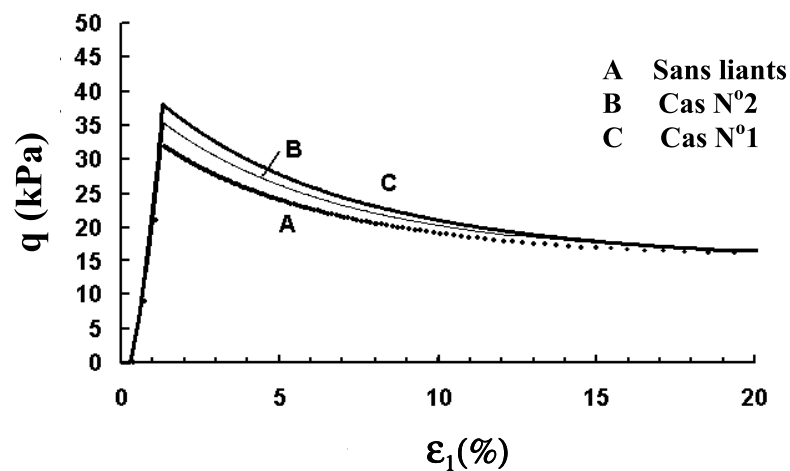


Figure 6-11 : Influence de la quantité de cimentation

On peut observer que l'influence du taux d'endommagement et de la quantité de cimentation sur le comportement radoucissant du matériau sont semblables aux matériaux avec écoulement positif. Cependant, les surfaces de charge se rétrécissent avec la dégradation des liants et l'écrouissage négatif comme le montre la figure 6-13.

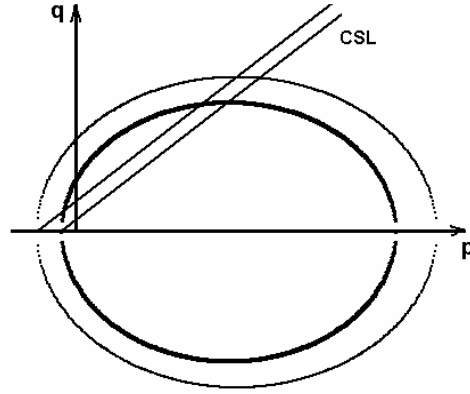


Figure 6-12 : Evolution de la surface de charge pour les sols avec écoulement négatif

#### 6.4 – Modélisation sous chargement cyclique

Pour modéliser le comportement cyclique, on va adopter le modèle de surface de frontière de Pastor et al. (1985) à l'endommagement en se basant sur le développement réalisé précédemment.

##### 6.4.1 – Potentiel plastique et surface de frontière

Pour les matériaux qui ont un comportement comme celui du sable, il faut employer une loi d'écoulement non-associée. La fonction du potentiel plastique peut être obtenue de la courbe de dilatance contre  $q/p$ .

$$G(\sigma, p_g) = \{q - M_g p (1 + \frac{1}{\alpha_g}) [1 - (\frac{p}{p_g})^{\alpha_g}]\} \quad (6.43)$$

La surface de frontière est semblable à celle du potentiel plastique, mais avec différents paramètres :

$$F(\sigma, p_c) = \{q - M_F p (1 + \frac{1}{\alpha_F}) [1 - (\frac{p}{p_c})^{\alpha_F}]\} \quad (6.44)$$

Pour le sable cimenté, tel que le loess, et afin de prendre en compte l'influence de la cimentation, le potentiel plastique et la surface de frontière ont été modifiés comme :

$$\begin{aligned}
G(\boldsymbol{\sigma}, p_g) &= \{\bar{q} - M_g \bar{p}(1 + \frac{1}{\alpha_g})[1 - (\frac{\bar{p}}{\bar{p}_g})^{\alpha_g}]\} \\
F(\boldsymbol{\sigma}, p_c) &= \{\bar{q} - M_f \bar{p}(1 + \frac{1}{\alpha_f})[1 - (\frac{\bar{p}}{\bar{p}_c})^{\alpha_f}]\}
\end{aligned} \tag{6.45}$$

où

$$\bar{q} = (q + e^{-(L-L_0)} q_{bc}); \bar{p} = (p + e^{-(L-L_0)} p_{bc}); \bar{p}_c = (1 + \chi) p_c; \boldsymbol{\sigma} = (p, q)^T \tag{6.46}$$

La direction normale de la surface du potentiel plastique est déterminée par :

$$\mathbf{n}_{gl} = \frac{1}{\left\{ \left( \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \cdot \left( \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right) \right\}^{1/2}} \left( \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \tag{6.47}$$

où

$$\begin{aligned}
\left( \frac{\partial G}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right) &= \left( \frac{\partial G}{\partial \bar{p}} \frac{\partial \bar{p}}{\partial p}, \frac{\partial G}{\partial \bar{q}} \frac{\partial \bar{q}}{\partial q} \right)^T = (d_g, 1)^T, \\
d_g &= (1 + \alpha_g)(M_g - \eta), \eta = \bar{q} / \bar{p}
\end{aligned}$$

L'expression (6.50) peut être réécrite comme:

$$\mathbf{n}_{gl} = \frac{1}{\sqrt{1 + d_g^2}} (d_g, 1)^T \tag{6.48}$$

Le paramètre  $\bar{p}_g$  dans l'équation (6.45) n'influence pas le calcul de la direction normale.

La direction normale de la surface de frontière peut être déterminée comme suit :

$$\mathbf{n} = (\partial F / \partial p, \partial F / \partial q)^T = \frac{1}{\sqrt{1 + d_f^2}} (d_f, 1)^T \tag{6.49}$$

$$\text{où } d_f = (1 + \alpha_f)(M_f - \eta)$$

#### 6.4.2 – Le module plastique de la surface de frontière

Les déformations volumétriques et déviatoriques plastiques influencent la dimension de la surface de frontière. L'incrément de la grandeur de la surface est donné par :

$$dp_c = \frac{\partial p_c}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}_q^p} d\boldsymbol{\varepsilon}_q^p + \frac{\partial p_c}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}_p^p} d\boldsymbol{\varepsilon}_p^p \tag{6.50}$$

$$\text{où } \frac{\partial p_c}{\partial \boldsymbol{\varepsilon}_p^p} = \frac{p_c(1 + e)}{\lambda - k} \tag{6.51}$$

L'influence de l'accumulation des déformations déviatoriques plastiques sur la dimension de la surface de frontière est décrite par l'expression suivante :

$$\frac{\partial p_c}{\partial \xi} = \beta_0 \beta_1 \frac{\partial p_c}{\partial \varepsilon_p^p} \exp(-\beta_0 \xi); \xi = \int |d\varepsilon_q^p| \quad (6.52)$$

En substituant les équations, on obtient :

$$dp_c = \frac{p_c(1+e)}{\lambda - k} \{ \beta_0 \beta_1 \exp(-\beta_0 \xi) \cdot \frac{\partial \xi}{\partial \varepsilon_q^p} d\varepsilon_q^p + d\varepsilon_p^p \} \quad (6.53)$$

Pour une règle d'écoulement non-associée, les incréments des déformations plastiques sur la surface de frontière sont calculés par :

$$d\varepsilon^p = (d\varepsilon_p^p, d\varepsilon_q^p)^T = \frac{\mathbf{n}_{gL/U} (\mathbf{n}^T \cdot d\boldsymbol{\sigma})}{H_{L/U}^{BS}} \quad (6.54)$$

Les incréments des déformations plastiques satisfont la condition de consistance :

$$dF = \left( \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \cdot d\boldsymbol{\sigma} + \frac{\partial F}{\partial p_c} \left( \frac{\partial p_c}{\partial \varepsilon^p} \right)^T \cdot d\varepsilon^p + \frac{\partial F}{\partial L} dL = 0 \quad (6.55)$$

où

$$\partial F / \partial p_c = \frac{\partial F}{\partial \bar{p}_c} \frac{\partial \bar{p}_c}{\partial p_c} = -M_F (\alpha_F + 1) \left[ \left( \frac{\bar{p}}{\bar{p}_c} \right)^{\alpha_F + 1} \right] (1 + \chi)$$

et

$$\chi = \chi_{00} e^{L_0} \exp(-k_\alpha \xi_v - k_\beta \xi_q) \quad (6.56)$$

$$\left( \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right) = \left( \frac{\partial F}{\partial \bar{p}} \frac{\partial \bar{p}}{\partial p}, \frac{\partial F}{\partial \bar{q}} \frac{\partial \bar{q}}{\partial q} \right)^T = (d_f, 1)^T \quad (6.57)$$

$$\frac{\partial F}{\partial L} = -e^{-(L-L_0)} \{ q_{bc} + (1 + \alpha_f)(M_f - \eta) p_{bc} \} + M_F (\alpha_F + 1) \left[ \left( \frac{\bar{p}}{\bar{p}_c} \right)^{\alpha_F + 1} \right] \chi p_c \quad (6.58)$$

$$= -e^{-(L-L_0)} \{ q_{bc} + (1 + \alpha_f)(M_f - \eta) p_{bc} \} + M_F (\alpha_F + 1) \left[ 1 - \eta \frac{\alpha_f}{M_f (1 + \alpha_f)} \right]^{(1+1/\alpha_f)} \chi p_c$$

$$dL = (k_\alpha d\xi_v + k_\beta d\xi_q) = [k_\alpha \cdot \text{sgn}(d\varepsilon_v) (d\varepsilon_v^p + d\varepsilon_v^e) + k_\beta \text{sgn}(d\varepsilon_q) (d\varepsilon_q^p + d\varepsilon_q^e)] \quad (6.59)$$

En reportant ces équations dans (6.57), l'équation est réécrite sous la forme de :

$$\begin{aligned} & \left( \frac{\partial F}{\partial \boldsymbol{\sigma}} \right)^T \cdot d\boldsymbol{\sigma} + \frac{\partial F}{\partial L} [k_\alpha \cdot \text{sgn}(d\varepsilon_v) d\varepsilon_v^e + k_\beta \text{sgn}(d\varepsilon_q) d\varepsilon_q^e] + \\ & \left\{ \frac{\partial F}{\partial p_c} \left( \frac{\partial p_c}{\partial \varepsilon^p} \right)^T + \frac{\partial F}{\partial L} (k_\alpha \cdot \text{sgn}(d\varepsilon_v), k_\beta \text{sgn}(d\varepsilon_q)) \right\} \cdot \frac{\mathbf{n}_{gL/U} (\mathbf{n}^T \cdot d\boldsymbol{\sigma})}{H_{L/U}^{BS}} = 0 \end{aligned} \quad (6.60)$$



Le module plastique est déduit de l'équation (6.56) :

$$H_L^{BS} = - \frac{\frac{\partial F}{\partial p_c} \left( \frac{\partial p_c}{\partial \epsilon_p^p} \frac{\partial G}{\partial p} + \frac{\partial p_c}{\partial \epsilon_q^p} \frac{\partial G}{\partial q} \right) + \frac{\partial F}{\partial L} [k_\alpha \operatorname{sgn}(d\epsilon_v) \frac{\partial G}{\partial p} + k_\beta \operatorname{sgn}(d\epsilon_q) \frac{\partial G}{\partial q}]}{\left\{ \left( \frac{\partial G}{\partial \sigma'} \right)^T \cdot \left( \frac{\partial G}{\partial \sigma'} \right) \right\}^{1/2} \left\{ \left( \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right)^T \cdot \left( \frac{\partial F}{\partial \sigma'} \right) \right\}^{1/2} \{1 + A_L\}} \quad (6.61)$$

$$\text{où } A_L = \frac{\frac{\partial F}{\partial L} [k_\alpha \operatorname{sgn}(d\epsilon_v) d\epsilon_v^e + k_\beta \operatorname{sgn}(d\epsilon_q) d\epsilon_q^e]}{d_f dp + dq}$$

L'équation (6.63) peut être réécrite comme :

$$H_L^{BS} = - \frac{\frac{\partial F}{\partial p_c} \left( \frac{\partial p_c}{\partial \epsilon_p^p} d_g + \frac{\partial p_c}{\partial \epsilon_q^p} \right) + \frac{\partial F}{\partial L} [k_\alpha \operatorname{sgn}(d\epsilon_v) d_g + k_\beta \operatorname{sgn}(d\epsilon_q)]}{\sqrt{(1 + d_g^2)} \sqrt{(1 + d_f^2)} \{1 + A_L\}} \quad (6.62)$$

#### 6.4.3 – Le module plastique de l'état de contraintes actuelles

Dans le modèle de surface de frontière, l'état de contraintes sur la surface de frontière est l'image ou bien le point conjugué de l'état de contraintes actuelles. Les variations de l'état de contraintes et du module plastique sont définies sur la base d'une règle de tracer radiale très simple, comme le montre la figure 6-13. A chaque point actuel des contraintes dans (ou sur) la surface de frontière, correspond un point image sur la surface et est indiqué comme l'intersection de la surface avec la droite reliant l'origine au point actuel. La contribution réelle plastique aux déformations totales est alors supposée d'être une fonction du module plastique sur la surface de frontière, au point image, et la distance entre le point de contraintes actuelles et son image. Ce principe permet à la déformation plastique de se produire quand l'état de contrainte se trouve sur ou dans de la surface de frontière, en permettant au module plastique d'être une fonction décroissante de la distance de l'état de contraintes d'un point correspondant sur la surface de frontière.

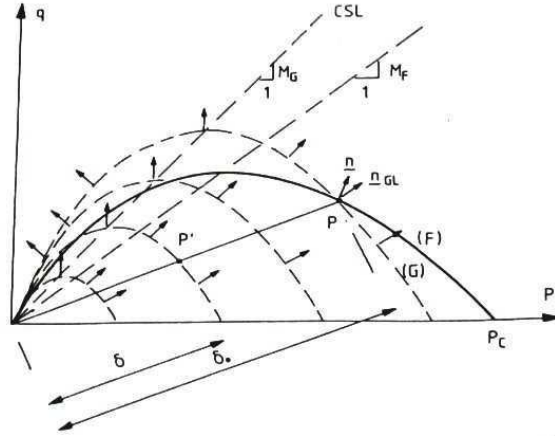


Figure 6-13 : Relation de tracer radial entre le point courant  $p'$  et son image  $p$  (Pastor et al, 1985)

Pour la simplicité, la relation entre le module plastique de l'état actuel de contraintes et de l'état image est supposée d'être de la forme suivante :

$$H_L = H_L^{BS} \left( \frac{\delta_0}{\delta} \right)^\gamma \quad (6.63)$$

Pour considérer la dégradation plastique du sol, le paramètre  $\gamma$  est défini par :

$$\gamma = \gamma_0 \exp[-D \int (d\varepsilon_q^p d\varepsilon_q^p)^{1/2}] \quad (6.64)$$

$\delta_0$  représente la distance entre le point image  $(\hat{p}, \hat{q})$  et l'origine, et  $\delta$  est la distance entre le point courant  $(p, q)$  et l'origine avec :

$$\delta = \sqrt{p^2 + q^2} ; \quad \delta_0 = \sqrt{\hat{p}^2 + \hat{q}^2} \quad (6.65)$$

Les contraintes images satisfont la relation suivante :

$$q/p = \hat{q}/\hat{p} = \theta \quad (6.66)$$

Les significations physiques de l'expression (6.65) sont évidentes : quand les contraintes actuelles sont loin de la surface de frontière, les valeurs de  $\delta_0/\delta$  sont grandes, et les déformations plastiques sont petites. En reportant (6.68) dans (6.47), on obtient :

$$\{\bar{q} - M_F \bar{p} (1 + \frac{1}{\alpha_F}) [1 - (\frac{\bar{p}}{\bar{p}_c})^{\alpha_F}] \} = 0 \quad (6.67)$$

$$\text{où } \bar{p} = \hat{p} + e^{-(L-L_0)} p_{bc}, \quad \bar{q} = (\theta \times \hat{p} + e^{-(L-L_0)} q_{bc})$$

L'équation (6.69) est non-linéaire,  $\hat{p}$  peut être obtenu par quelques procédures itératives.

Après que  $\hat{p}$  est déterminé,  $\hat{q}$  peut être obtenu à partir de l'équation (6.68). En remplaçant

$H_L^{BS}$  de l'équation (6.56) par le module plastique de l'état de contraintes actuelles, l'incrément des déformations plastiques devient :

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^p = (d\boldsymbol{\varepsilon}_p^p, d\boldsymbol{\varepsilon}_q^p)^T = 1/(H_L) \frac{1}{\sqrt{(1+d_g^2)}} \frac{1}{\sqrt{(1+d_f^2)}} (d_g, 1)^T \{d_f dp + dq\} \quad (6.68)$$

Que ce soit le cas d'écrouissage positif ou négatif, les incréments des contraintes doivent satisfaire la condition suivante dans le cas d'un chargement :

$$d\boldsymbol{\sigma}^T \cdot \mathbf{n} / H_L = (d_f dp + dq) / H_L > 0 \quad (6.69)$$

#### 6.4.4 – Le module plastique au déchargement

Les incréments de contraintes dans le cas d'un déchargement satisfont l'expression :

$$d\boldsymbol{\sigma}^T \cdot \mathbf{n} / H_L < 0 \quad (6.70)$$

Les déformations plastiques peuvent se produire dans le cas d'un déchargement et peuvent être calculées par :

$$d\boldsymbol{\varepsilon}^p = \frac{1}{H_u} \mathbf{n}_{gu} (\mathbf{n}^T \cdot d\boldsymbol{\sigma}) \quad (6.71)$$

$$\text{où } \mathbf{n}_{gu} = (n_{gu1}, n_{gu2})^T ; n_{gu1} = -|n_{gl1}| = -\frac{1}{\sqrt{(1+d_f^2)}} |d_f| ; n_{gu2} = -n_{gl2} = -\frac{1}{\sqrt{(1+d_f^2)}}$$

Les module plastiques dans le cas d'un chargement sont définis comme :

$$H_U = H_{U0} \left( \frac{\eta_U}{M_g} \right)^{-\gamma_U} \text{ for } \left| \frac{\eta_U}{M_g} \right| < 1$$

$$H_U = H_{U0} \text{ for } \left| \frac{\eta_U}{M_g} \right| \geq 1 \quad (6.72)$$

où le rapport de contraintes en déchargement  $\eta_U = (q/p)_U$  est défini au point duquel le déchargement se produit plutôt que de la valeur actuelle.  $H_{U0}$  et  $\gamma_U$  sont des paramètres.

### 6.5 – Simulations numériques

#### 6.5.1 – Simulation dans le cas d'écrouissage positif

Les paramètres du modèle de matrice de sable utilisés dans la simulation numérique sont choisis parmi ceux de Pastor et al. (1985), et sont présentés dans le tableau 6-10. Les chemins de contraintes pour la simulation numérique sont  $p = 1 \text{ kPa}$ ,  $q = 0 \text{ kPa}$  à  $p = 207 \text{ kPa}$  pour un rapport  $q/p = 0$ , puis  $p = 207 \text{ kPa}$  et  $q/p = 3$ . Quelques différents taux

d'endommagement sont considérés dans le tableau 6.11 pour étudier l'effet du taux d'endommagement sur la courbe  $q-\varepsilon_1$ . Une comparaison des résultats est présentée sur la figure 6-14.

Tableau 6-10 : Les paramètres utilisés pour la matrice du sable

$e_0$	0,83	$\nu$	0,25	$p_{cm}(kPa)$	5000	$\beta_0$	4,3	$D$	0
$\lambda$	0,17	$M_g$	1,35	$\alpha_g$	0,45	$\beta_1$	0,23	$H_u(MPa)$	-
$\kappa$	0,012	$M_f$	0,58	$\alpha_f$	0,45	$\gamma$	1,4	$\gamma_u$	-

Tableau 6-11 : Les paramètres utilisés pour les liants avec différents taux d'endommagement

Cas	$\chi_0=\chi_1$	$\beta$	$k_\alpha=k_\beta$	$K_b(kPa)$	$\nu_b$	$p_{bc}(kPa)$	$M_{pq}$
A	0	0	0	0	0	0	0
B	0,3	0,3	2	5000	0,25	10	0
C	0,3	0,3	5	5000	0,25	10	0

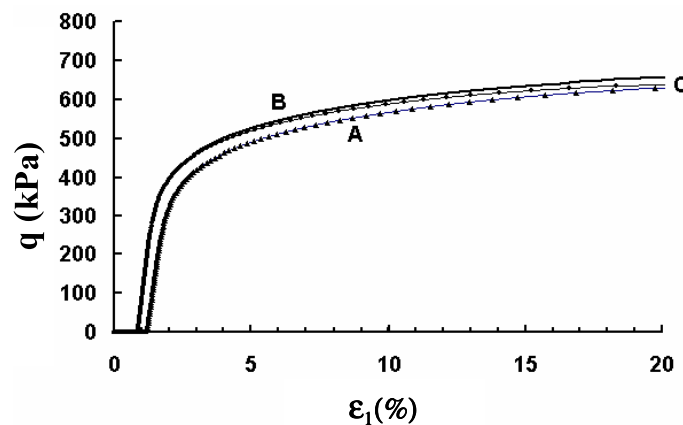


Figure 6-14 : Influence du taux d'endommagement

L'influence de fraction des liants est étudiée en maintenant le taux d'endommagement constant (tableau 6-12). La comparaison des résultats est présentée sur la figure 6-15.

Tableau 6-12 : Variation de la quantité de cimentation

Cas	$\chi_0=\chi_1$	$\beta$	$k_\alpha=k_\beta$	$K_b(\text{kPa})$	$\nu_b$	$p_{bc}(\text{kPa})$	$M_{pq}$
A	0	0	0	0	0	0	0
B	0,3	0,3	2	5000	0,25	10	0
C	0,1	0,1	2	5000	0,25	5	0

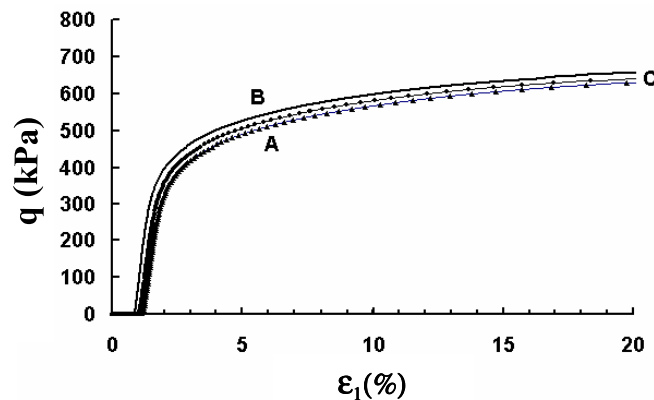


Figure 6-15 : Influence de la quantité des liants

On peut remarquer, à partir des figures 6-14 et 6-15, que l'influence de la cimentation et du taux d'endommagement des liants sur la courbe  $q-\epsilon_l$  sont semblables que ce soit pour une loi d'écoulement associée ou non associée, c'est-à-dire, quand le pourcentage de cimentation augmente, les déformations plastiques diminuent et les contraintes déviatoriques augmentent, et finalement, les courbes  $q-\epsilon_l$  s'approchent de celles des sols non cimentés.

#### 6.5.2 – Simulation du comportement d'écrouissage négatif

Les paramètres utilisés dans le cas d'un matériau cimenté radoucissant sont présentés dans les tableaux 6-13 et 6-14. Des résultats numériques pour différents taux d'endommagement sont présentés sur la figure 6-16. On remarque que l'effort maximal diminue avec l'augmentation du taux d'endommagement.

Tableau 6-13 : Paramètres utilisés pour le modèle de sable

$e_0$	0,605	$\nu$	0,25	$P_{cm}(\text{kPa})$	6000	$\beta_0$	4,3	<b>D</b>	0
$\lambda$	0,17	$M_g$	1,28	$\alpha_g$	0,45	$\beta_1$	0,23	<b>H<sub>u</sub>(Mpa)</b>	-
$\kappa$	0,012	$M_f$	1,1136	$\alpha_f$	0,45	$\gamma$	1,4	$\gamma_u$	-

Tableau 6-14 : Effet de l'endommagement

Cas	$\chi_0=\chi_1$	$\beta$	$k_\alpha=k_\beta$	$K_b(\text{kPa})$	$\nu_b$	$P_{bc}(\text{kPa})$	$M_{pq}$
A	0	0	0	0	0	0	0
B	0,3	0,3	2	5000	0,25	10	0
C	0,3	0,3	5	5000	0,25	10	0

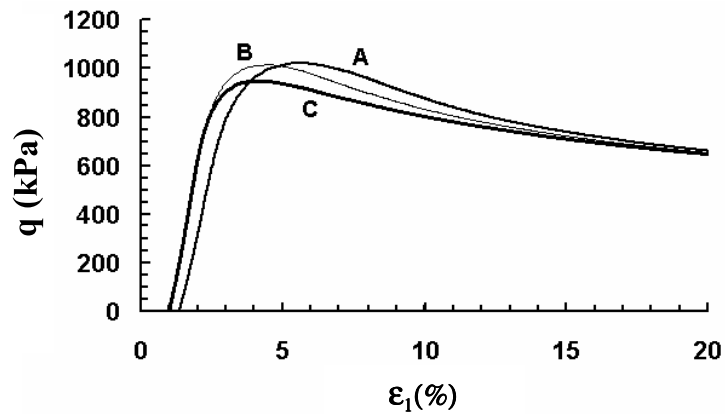


Figure 6-16 : Influence du taux d'endommagement

La comparaison entre les résultats obtenus pour différentes quantités de cimentation, comme (tableau 6-15) est présentée sur la figure 6-17.

Tableau 6-15 : Les différentes quantités de cimentation utilisées

Cas	$\chi_0=\chi_1$	$\beta$	$k_\alpha=k_\beta$	$K_b(\text{kPa})$	$\nu_b$	$p_{bc}(\text{kPa})$	$M_{pq}$
A	0	0	0	0	0	0	0
B	0,3	0,3	2	5000	0,25	10	0
C	0,1	0,1	2	5000	0,25	5	0

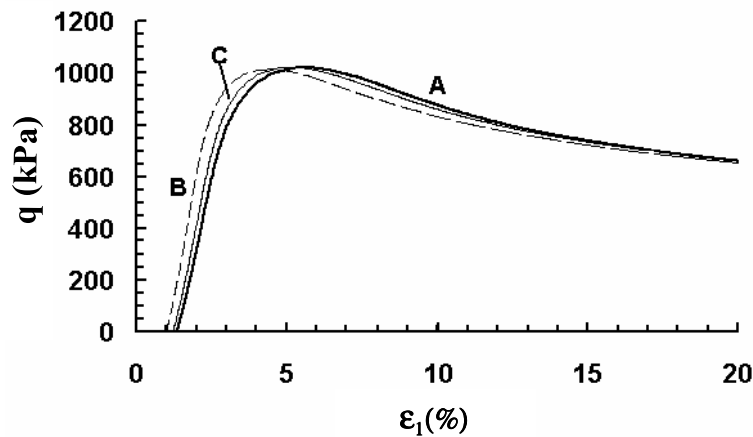


Figure 6-17 : Influence de la quantité de cimentation

On peut voir que pour les matériaux radoucissant avec une loi d'écoulement non-associée, la contrainte axiale correspondant à l'effort maximal diminue. Ce phénomène peut être expliqué à partir du terme  $\frac{\partial F}{\partial L} [k_{\alpha} \operatorname{sgn}(d\epsilon_v) d_g + k_{\beta} \operatorname{sgn}(d\epsilon_q)]$  de l'expression (6.62). Dans le modèle de surface de frontière, l'influence des liants est moins évidente que dans le modèle élastique-plastique classique (modèle de Cam\_clay modifié), ceci est partiellement due au fait que les déformations plastiques existent dans la surface de frontière.

### 6.5.3 – Influence de la cimentation sous chargement cyclique

Les paramètres du modèle pour les matériaux à écrouissage positif sont présentés au tableau 6-4, et ceux utilisés pour le modèle adopté pour les liants sont donnés dans le tableau 6-16. Le minimum et le maximum du chargement cyclique sont 0 et 500 kPa respectivement. Les variations des contraintes déviatoriques pour les cas avec et sans cimentation sont comparées sur les figures 6-18 (a) et (b).

Tableau 6-16 : Paramètres du modèle adopté pour les liants

Cas	$\chi_0=\chi_1$	$\beta$	$k_{\alpha}=k_{\beta}$	$K_b(\text{kPa})$	$\nu_b$	$P_{bc}(\text{kPa})$	$M_{pq}$
A	0	0	0	0	0	0	0
B	0,3	0,3	1	5000	0,25	10	0

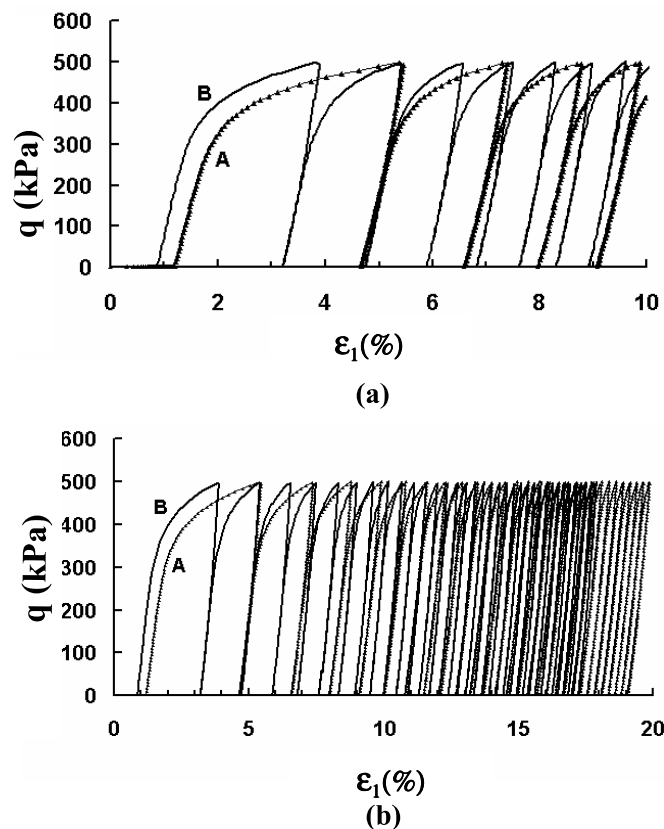


Figure 6-18 : Influence de la cimentation sur la variation des contraintes déviatoriques (a): petite échelle; (b): grande échelle

Les paramètres du modèle pour les matériaux à écrouissage négatif sont présentés dans le tableau 6-7, et ceux utilisés pour le modèle adopté pour les liants sont donnés dans tableau 6-17. Le minimum et le maximum du chargement cyclique sont 0 et 900 kPa respectivement. Les variations des contraintes déviatoriques pour les cas avec et sans cimentation sont comparées sur la figure 6-19.

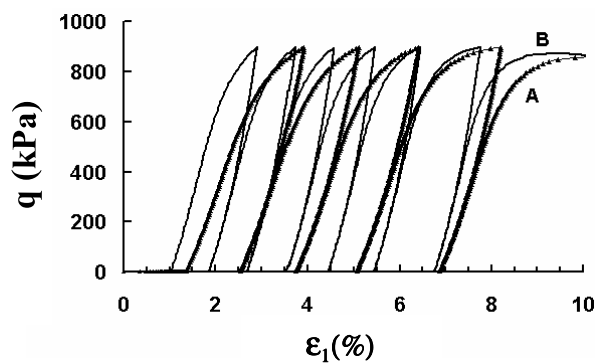


Figure 6-19 : Influence de la cimentation sur la variation des contraintes déviatoriques



On peut observer à partir des figures 6-18 et 6-19 que sous le même chargement, les déformations plastiques sont relativement petites dans le cas avec cimentation, et que plus de cycles sont nécessaires pour atteindre les mêmes déformations.

#### 6.5.4 – Comparaison entre les résultats numériques et expérimentaux

L'essai triaxial cyclique à une teneur en eau de 27% est considéré. L'échantillon est chargé d'une façon isotrope d'un état initial à une pression de confinement  $p = 25\text{kPa}$  ( $q / p = 0$ ) ; puis 700 cycles entre 0 et 20kPa de chargement sont appliqués. Avant que les paramètres soient déterminés expérimentalement, on propose d'adopter des paramètres présentés dans les tableaux 6-17 et 6-18.

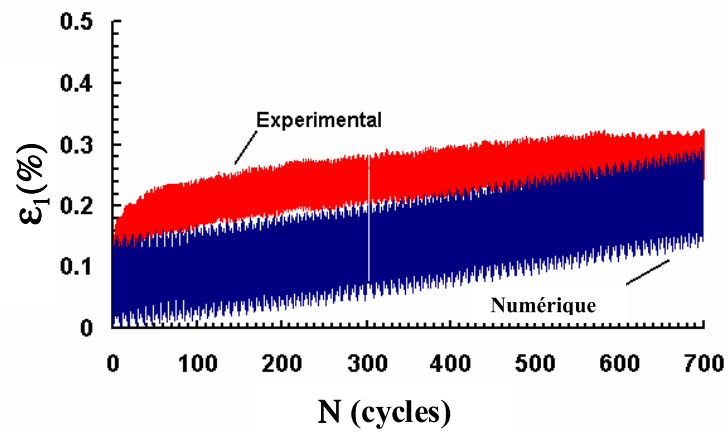
**Tableau 6-17: Paramètres du modèle adopté pour les liants**

$\chi_0=\chi_1$	$\beta$	$k_\alpha=k_\beta$	$K_b(\text{kPa})$	$\nu_b$	$P_{bc}(\text{kPa})$	$M_{pq}$
0,35	0,35	1	5000	0,25	10	0

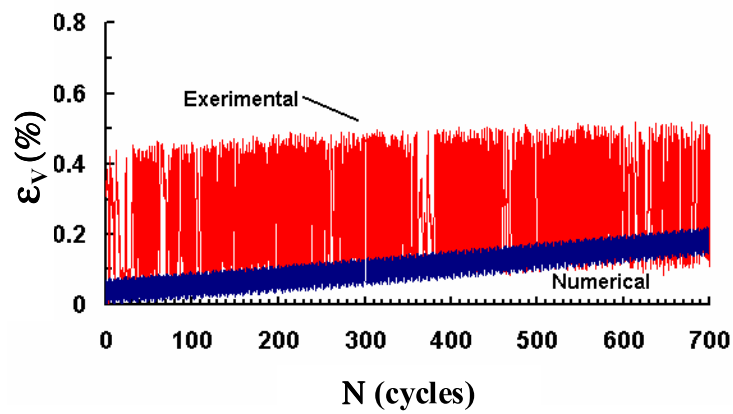
**Tableau 6-18: Paramètres du modèle de surface de frontière**

$E_0$	0,9	$\nu$	0,25	$P_{cm}(\text{kPa})$	1050	$\beta_0$	2	$D$	0
$\lambda$	0,2	$M_g$	1,55	$\alpha_g$	0,5	$\beta_1$	0,2	$H_u(\text{Mpa})$	50000
$\kappa$	0,006	$M_f$	0,6	$\alpha_f$	0,5	$\gamma$	2,5	$\gamma_u$	1,5

Une comparaison des résultats numériques et expérimentaux pour des sols cimentés et non cimentés est présentée sur les figures 6-20 et 6-21 respectivement.

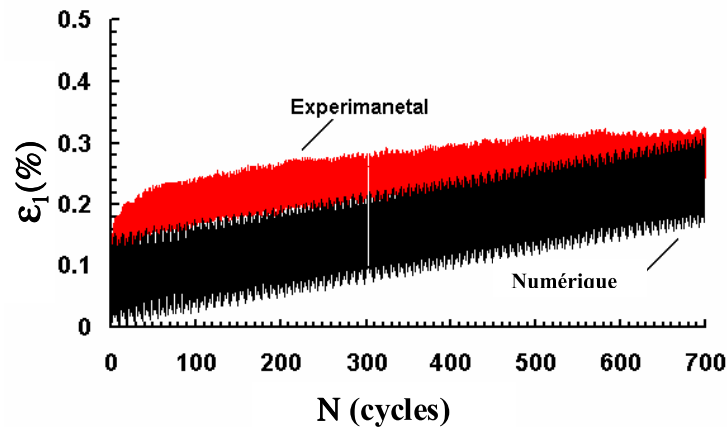


(a) Courbe des déformations axiales

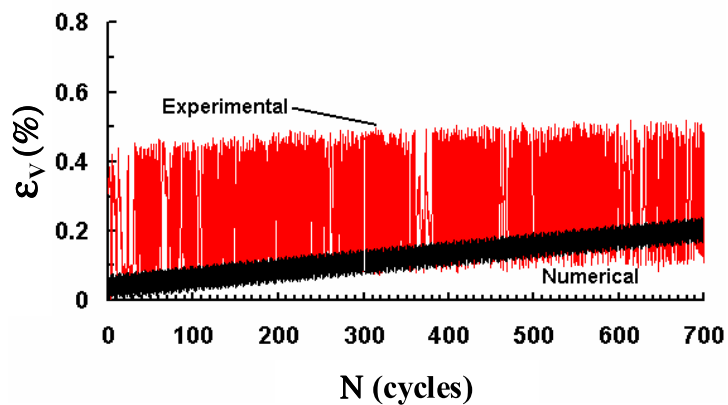


(b) Courbe des déformations volumiques

Figure 6-20 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques (avec cimentation)



(a) Courbe des déformations axiales



(b) Courbe des déformations volumiques

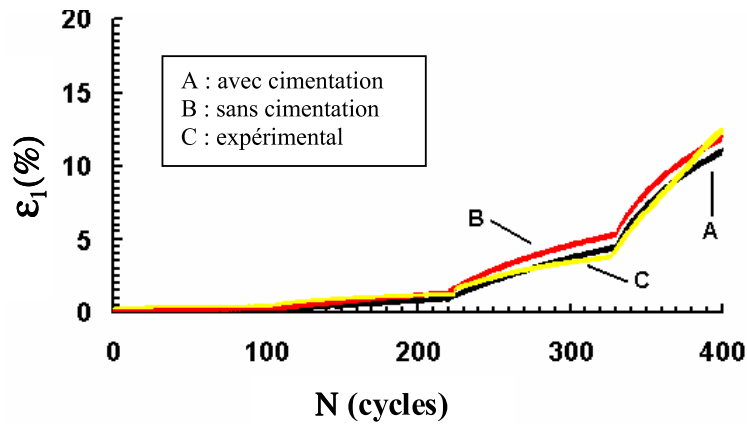
Figure 6-21 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques (sans cimentation)

Après 700 cycles, les chargements ont été augmentés par quatre niveaux. L'incrément de charge est de 10 kPa pour chaque niveau, et le nombre de cycles de chargement est de 110. En considérant l'effet de l'endommagement dans chaque stade préalable, les paramètres pour les liants pour ces quatre niveaux sont présentés au tableau 6-19, et les paramètres de la matrice sont maintenus constants.

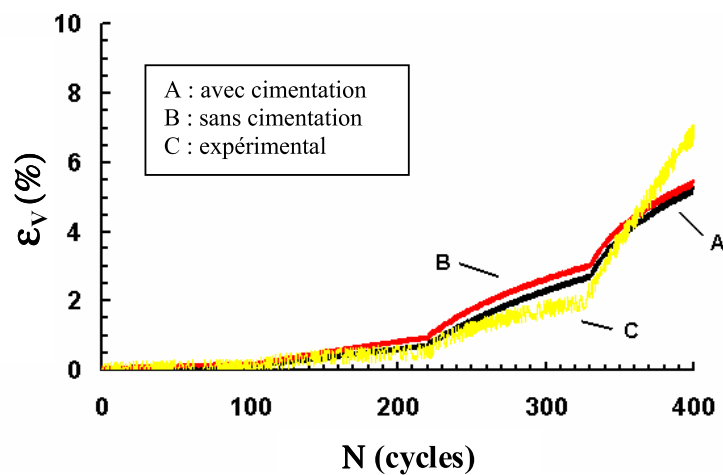
Tableau 6-19 : Paramètres du modèle adopté pour les liants

$\chi_0=\chi_1$	$\beta$	$k_\alpha=k_\beta$	$K_b(\text{kPa})$	$\nu_b$	$P_{bc}(\text{kPa})$	$M_{pq}$
0,3	0,35	1	5000	0,25	10	0

Les comparaisons entre les résultats numériques et expérimentaux sont présentées sur la figure 6-22.



(a) Courbe des déformations axiales



(b) Courbe des déformations volumiques

**Figure 6-22 : Comparaison des résultats expérimentaux et numériques (A) avec cimentation ; (B) sans cimentation ; (C) expérimental**

Sur la figure 6-23, on remarque que les simulations qui considèrent l'effet de la cimentation sont plus proches des résultats expérimentaux. La différence entre les courbes est mieux observée dans le plan  $\epsilon_v / N$  où les déformations semblent augmenter avec le nombre de cycles.

## 6.6 – Extension à l'effet de la succion

« Cette partie a été principalement réalisée dans le cadre du stage de master de Ta (2006) ».

Vu l'importance que joue l'eau dans le comportement mécanique du loess, il serait intéressant d'introduire l'effet de la succion dans le modèle développé afin d'obtenir un comportement plus général du sol. Pour ce faire, on a combiné le modèle développé avec le modèle de Barcelone (Alonso *et al.*, 1990).

## 6.6.1 Les déformations élastiques dues à la succion

L'incrément de déformation élastique lié à un incrément de succion  $ds$  est donné par :

Matrice : 
$$d\epsilon_{pm}^{se} = \frac{ds}{K_m^s}$$

Liants : 
$$d\epsilon_{pb}^e = \frac{1}{K_b} (p - p_w) = \frac{1}{K_b} (s + \bar{p}); \text{ avec } \bar{p} = p - p_g; s = p_g - p_w$$

Compte tenu du caractère saturé du liant, on suppose que la succion ne dépassera jamais la succion d'entrée d'air du liant, la théorie de contrainte effective de Terzaghi est encore valable.

Si on tient compte de la fraction volumique  $\beta$  du liant, on détermine la déformation volumique élastique liée à la contribution de la succion par:

$$d\epsilon_p^{se} = \left( \frac{1-\beta}{K_m^s} + \frac{\beta}{K_b^s} \right) ds$$

## 6.6.2 – Surface de charge

La surface de charge considérant la succion peut s'écrire comme :

$$F(\sigma, p_c, L, s) = \bar{q} - M_f (\bar{p} + p_s) \left( 1 + \frac{1}{\alpha_f} \right) \cdot \left( 1 - \left( \frac{\bar{p}}{\bar{p}_0} \right)^{\alpha_f} \right) \quad (6.73)$$

où

$$\bar{q} = (q + e^{L_0-L} q_{bc}); \bar{p} = (p + e^{L_0-L} p_{bc}); p_s = k_0 s; \bar{p}_0 = (1 + \chi) p_0; \sigma = (p, q)^T; \chi = \chi_{00} e^{L_0-L}$$

$q_{bc}$  et  $p_{bc}$  sont les contraintes dues à la cohésion

La contrainte de préconsolidation  $p_0$  est définie classiquement selon :

$$\frac{p_0}{p_{c\_LC}} = \left( \frac{p_c}{p_{c\_LC}} \right)^{\frac{\lambda(0)-\kappa}{\lambda(s)-\kappa}} \quad (6.74)$$

$\lambda(s)$  est donné par :

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left( (1-r) \exp(-\tilde{\beta}s) + r \right) \quad (6.75)$$

où

$p_{c\_LC}$  est une contrainte de référence ;

$r$  est un coefficient de compression plastique minimale ;

$\tilde{\beta}$  est un paramètre qui contrôle le taux de diminution de la compressibilité plastique  $\lambda(s)$ ;

$\lambda(s)$  est la compressibilité plastique sous augmentation de succion ;

$p_c$  est une contrainte de préconsolidation à saturation ;

$p_s$  est une contrainte dépendante de l'augmentation de la cohésion avec la succion ;

$k_0$  est un paramètre contrôlant l'augmentation de la cohésion avec la succion.

### 6.6.3 – Règle d'écoulement

Une règle d'écoulement non associée est considérée :

$$d\epsilon^p = d\lambda \frac{dG}{d\sigma}$$

$$G(\sigma, p_c, L, s) = \bar{q} - M_g (\bar{p} + p_s) \left( 1 + \frac{1}{\alpha_g} \right) \cdot \left( 1 - \left( \frac{\bar{p}}{\bar{p}_0} \right)^{\alpha_g} \right) \quad (6.76)$$

Avec les paramètres  $M_g$  et  $\alpha_g$  ayant été introduits dans la deuxième partie, et  $\bar{p}_0$  est la même contrainte que dans la fonction F.

### 6.6.4 – Loi d'écrouissage

L'écrouissage continue d'être défini sur la contrainte de préconsolidation à saturation :

$$dp_c = \frac{\delta p_c}{\delta \epsilon_q^p} d\epsilon_q^p + \frac{\delta p_c}{\delta \epsilon_p^p} d\epsilon_p^p \quad (6.77)$$

où

$$\frac{\delta p_c}{\delta \epsilon_p^p} = \frac{p_c (1+e)}{\lambda - \kappa} \quad (6.78)$$

$$\frac{\delta p_c}{\delta \varepsilon_q^p} = \frac{\delta p_c}{\delta \xi} \frac{\delta \xi}{\delta \varepsilon_q^p} = \beta_0 \beta_1 \exp(-\beta_0 \xi) \frac{\delta \xi}{\delta \varepsilon_q^p} \quad \text{et} \quad \xi = \int |d\varepsilon_q^p| \quad (6.79)$$

en reportant (6.78) et (6.79) dans (6.77), on obtient :

$$\frac{dp_c}{p_c} = \frac{1+e}{\lambda(0)-\kappa} \left( d\varepsilon_p^p + \beta_0 \beta_1 \exp(-\beta_0 \xi) \frac{\delta \xi}{\delta \varepsilon_q^p} d\varepsilon_q^p \right) \quad (6.80)$$

On voit bien que les deux déformations plastiques influencent l'écroutissement de la surface de frontière. La détermination du module plastique au déchargement se fait de la même façon que dans le cas sans succion.

#### 6.6.5 – Simulations

Sur la figure 6-23 on présente un exemple de simulation de deux essais triaxiaux monotones réalisés à deux succions différentes. Comme le montre la figure, l'essai à succion plus élevée montre une résistance plus importante, ce qui est en accord avec les résultats classiques sur les sols non saturés. Un exemple de simulation dans le cas cyclique est présenté sur la figure 6-24. On observe un effet de renforcement du sol par la succion. En effet, dans les mêmes conditions de chargement cyclique, une succion de 25 kPa a permis de diminuer la déformation du sol comme dans le cas avec présence de cimentation. Les paramètres supposés pour cette simulation sont présentés au tableau 6-20.

**Tableau 6-20: Paramètres utilisés dans le cas de simulation des essais en considérant l'effet de la succion**

No	$\chi_{00}=\chi_{11}$	$\beta$	$k_\alpha = k_\beta$	$K_b(kPa)$	$\nu_b$	$P_{bc}(kPa)$	$M_{pq}$
B	0,35	0,35	2	5000	0,25	10	0

(a) Paramètres du liant

$e_0$	0,83	$\nu$	0,25	$P_{cm}(kPa)$	5000	$\beta_0$	4,3	D	0
$\lambda$	0,17	$M_g$	1,35	$\alpha_g$	0,45	$\beta_1$	0,23	$H_u(Mpa)$	5000
$\kappa$	0,012	$M_f$	0,58	$\alpha_f$	0,45	$\gamma$	1,4	$\gamma_u$	1,4

(b) Paramètres de la matrice

S ini (kPa)	Pc LC (kPa)	r LC	Beta LC	k 0	Kappa s
25	25	0,75	0,01	0,02	0,01

(c) Paramètres de l'état non saturé du sol

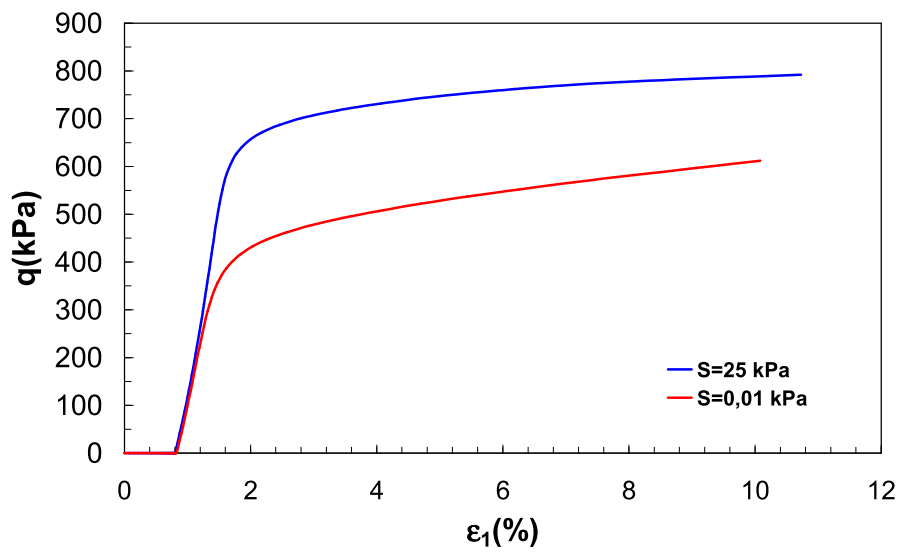


Figure 6-23: Exemple de simulation d'essais triaxiaux monotones sous l'effet de la succion

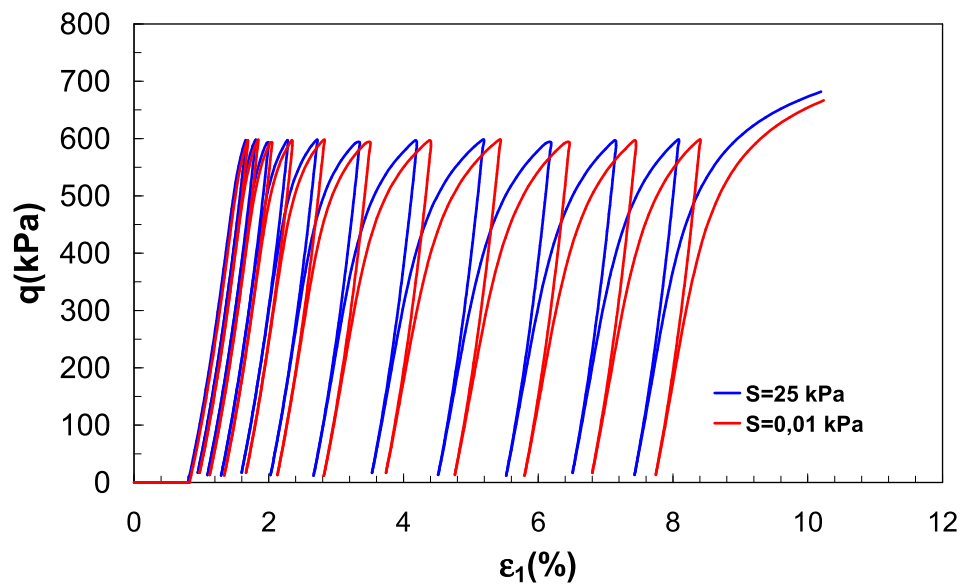


Figure 6-24: Exemple de simulation d'essais triaxiaux cycliques sous l'effet de la succion



## 6.7 – Conclusion

Dans ce chapitre, on a présenté une modélisation de l'endommagement cyclique du loess en adoptant le modèle de surface de frontière à l'effet de l'endommagement. Les simulations numériques ont montré que l'endommagement est d'autant plus important que le taux de dégradation est grand et que le pourcentage de cimentation est faible. En général, le comportement des sols cimentés converge, à grande déformation, vers celui des sols non cimentés. Ceci a été mis en évidence, par exemple, dans le cas de simulations d'écrouissage positif et négatif sous un chargement monotone et cyclique. Ainsi, dans le cas de chargement monotone, 6 paramètres ont été nécessaires pour définir l'état de la matrice et 7 celui des liants. Les résultats ont montré que l'état limite élastique augmente avec la cimentation du sol dans le cas de durcissement alors qu'il rétrécit dans le cas d'adoucissement. Les courbes contraintes-déformations dans les deux cas ont tendance de se converger, avec l'augmentation du taux d'endommagement, vers celui des sols non cimentés. Dans le cas de chargement cyclique, en revanche, 15 paramètres ont été nécessaires pour définir l'état de la matrice et 7 pour celui des liants. On a observé que la cimentation a pour rôle de ralentir l'effet de l'accumulation des déformations plastiques; ainsi, avec la cimentation, un nombre de cycles plus important est nécessaire pour atteindre le même niveau de déformations. Enfin, la présence de la succion entraîne le renforcement du sol. Son effet est similaire à l'effet de la cimentation.

## *Conclusion générale*

On a présenté dans ce mémoire, les travaux réalisés dans le cadre des recherches menées conjointement avec le Réseau Ferré de France et la SNCF, afin de mieux comprendre les mécanismes principaux d'instabilité des sols loessiques rencontrés sur la ligne du TGV nord.

Marcial et Cui (2003) ont montré que les problèmes d'instabilité observés in situ sont principalement liés aux trois mécanismes : effondrement dû à l'infiltration d'eau, endommagement dû aux chargement cyclique lié à la circulation des trains et liquéfaction quand le sol est soumis à la vibration à l'état saturé. Le mécanisme d'effondrement a été étudié sur tous les quatre sols et les résultats ont montré que ce mécanisme seul ne peut pas expliquer les problèmes observés in-situ ; le mécanisme d'endommagement et surtout le mécanisme de liquéfaction sont considérés comme les deux principaux mécanismes d'instabilité. Vu que les essais d'endommagement et de liquéfaction ont été réalisés sur le sol à 2,20 m, dans le cadre de la thèse, on a dû compléter les essais sur les trois autres sols.

L'analyse des premiers résultats obtenus a montré le caractère liquéfiable des quatre sols étudiés ; c'est ainsi que le phénomène de liquéfaction est devenu rapidement un point d'intérêt. On a d'abord élargi les essais de liquéfaction sur sols saturés aux sols initialement non saturés mais devenant saturés après la phase d'endommagement (phase d'écrasement de pores). Sur le plan théorique, il s'est avéré aussi intéressant de développer une méthode d'évaluation du risque de liquéfaction en utilisant des essais géotechniques courants tels que le SPT, le CPT, le DMT et la mesure de  $V_s$ . Ceci a nécessité un développement expérimental lié à la mesure de  $V_s$  à l'aide de la technique des bender elements. Si le modèle élastoplastique avec endommagement développé est une bonne synthèse du comportement des sols loessiques étudiés, la méthode d'évaluation du risque de liquéfaction peut être considérée comme un bon outil pratique, facile à employer par les ingénieurs.

### Partie expérimentale

Des essais de liquéfaction ont été réalisés sur la presse triaxiale cyclique. Quatre profondeurs (1,20m ; 2,20m ; 3,50m et 4,90m) du même site (Beugnâtre) ont été considérées. Les courbes de résistance à la liquéfaction ont montré que le sol à 2,20m a un taux de résistance à la liquéfaction le plus faible, de l'ordre de 0,3 qui est inférieur au taux de

chargement cyclique appliqué par le train, qui est de 0,4, ce qui signifie que si le sol à 2,20 m se trouve dans un état saturé, la fréquence de circulation normale du TGV nord suffit pour le liquéfier.

Dans le cas où le sol se trouve dans un état proche de la saturation, l'endommagement dû au passage répété de trains pourrait l'amener d'abord à la saturation puis à la liquéfaction. Ceci a été mis en évidence par une procédure expérimentale un peu particulière. En première phase, les pores sont écrasés par un faible chargement cyclique jusqu'à l'obtention d'une variation de volume nécessaire à la saturation de l'échantillon. En deuxième phase, un essai de liquéfaction classique était réalisé. Des essais à différentes teneurs en eau initiales ont été considérés et les courbes de résistance à la liquéfaction ont montré que la résistance du sol diminue avec l'augmentation de la teneur en eau.

L'effet de l'endommagement a été étudié par l'application d'une charge cyclique à l'aide de la presse MTS. Les effets de la teneur en eau et de la fréquence ont été étudiés. Les résultats ont montré que la déformation est d'autant plus importante que la teneur en eau est élevée. L'effet de la fréquence semble être négligeable. L'observation au porosimètre a montré que c'est principalement les macropores qui sont éliminés par l'endommagement.

Les essais réalisés sur bender elements sur des sols intacts et reconstitués ont montré que la vitesse de cisaillement,  $V_s$ , dépend des paramètres suivants : la porosité (densité), la teneur en eau, la fraction argileuse, la teneur en carbonates et la charge appliquée. Ces essais ont permis de développer une relation entre  $V_s$  et ces différents paramètres.

### Partie Modélisation

Grâce aux essais réalisés au laboratoire, une nouvelle méthode d'évaluation du risque de liquéfaction a pu être développée. Elle permet à la fois, à partir des mesures in situ, de déterminer l'état initial du sol et de prévoir la variation de cet état avec le passage du sol à l'état saturé. L'évaluation est donnée sous forme d'un facteur de sécurité qui varie avec la profondeur. Une application directe de cette méthode sur 4 sites différents a été réalisée et les résultats obtenus étaient assez cohérents avec les sondages in situ. Mais comme ils dépendent largement des mesures de  $V_s$  in situ qui, quelque soit la technique appliquée, deviennent imprécises avec la profondeur, on doute sur la précision des calculs. Enfin, la forme de la fonction de densité représentée par  $f(e)$  reste encore à être validée.

Le développement d'un modèle élastoplastique avec endommagement a été réalisé en plusieurs étapes. On a commencé par adapter le modèle de Cam\_clay au phénomène d'endommagement ; on a ensuite introduit l'aspect d'endommagement dans le modèle de surface de frontière de Pastor et al. (1985) pour décrire le comportement cyclique, on a finalement étendu le modèle à l'effet de la succion. Le modèle développé est donc capable de décrire les principaux phénomènes observés tels que l'effondrement dû à la diminution de la succion, l'endommagement et la liquéfaction dus au chargement cyclique.

## Références Bibliographiques

Abelov M.Y.1988. Loess and its Engineering Problems in the USSR, *Proc. of the Int. Conf. Engineering Problems of Regional Soils*. Beijing, China, 3-6.

Acar Y.B. et El-Tahir A. 1986. Low Strain Dynamic Properties of Artificially Cemented Sand: *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(11), 1001 – 1015 .

Ali A. A. et Panos D. K. 1997. Behavior of cemented sands – I. Testing. *International Journal for Numerical And Analytical Methods in Geomechanics*, Vol 21; 533-547.

Ali A. A. et Panos D. K. 1997. Behavior of cemented sands – II. Modelling. *International Journal for Numerical And Analytical Methods in Geomechanics*, Vol 21; 549-568.

Allotey N. et El Naggar M.H. 2005. Cyclic soil degradation/hardening models: *Proceedings of the 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2, 785 – 790.

Alonso E. E. , Gens A. et Josa, A. 1990. A constitutive model for partially saturated soils. *Géotechnique*, 40(3): 405 – 430.

Ambraseys N.N. 1988. Engineering seismology, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 17, pp. 1-105.

Andrus R.D. et Stokoe K.H. 1997. Liquefaction resistance based on shear wave velocity, *Proceedings*, Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance, NCEER-97-0022, Buffalo, NY, pp.89-128.

Andrus R.D. , Stokoe K.H. et Chung R.M. 1999. Draft guidelines for evaluating liquefaction resistance using shear wave velocity measurements and simplified procedures, *NISTIR 6277*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD, 121 pp.

Andrus R. D. , Piratheepan P. et Juang C. H. 1999. Shear wave velocity – Penetration Resistance Correlations for Ground Shaking and Liquefaction Hazards Assessment, USGS Grant, Clemson University.

Andrus R.D. , Stokoe K.H. et Juang, C.H. 2004. Guide for shear wave-based liquefaction potential evaluation. *Earthquake Spectra*, EERI, 20(2).

Andrus R.D. et Stokoe K.H. 2000. Liquefaction resistance of soils from shear-wave velocity, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 126(11): 1015-1025.

Andrus R.D. , Stokoe K.H., Chung R.M. et Juang C.H. 2003. Guidelines for evaluating liquefaction resistance using shear wave velocity measurements and simplified procedures. *NIST GCR 03-854*, National Institute of Standards and Technology, Gaithersburg, MD.

Antoine P. 2002. Les lœss en France et dans le Nord-Ouest européen, *Revue française de Géotechnique*, 99, 3-21.

- Antonov D. 2003. Investigations of Loess Composition and Properties for Radioactive Waste Disposal. – *Int. Proc. of the Problematic Soils Conference*, I. Jefferson & M. Frost Eds., Nottingham, United Kingdom, 189-197.
- Arango I. 1996. Magnitude scaling factors for soil liquefaction evaluation, *Journal of Geotechnical Engineering*, 122 (11), ASCE, pp. 929-936.
- Arroyo M., Wood D. M. et Greening, P. D. 2003. Source near-field effects and pulse tests in soil samples. *Geotechnique*, 53(3), 337-345.
- Arulnathan R., Boulanger R. W. et Riemer M. 1998. Analysis of bender element tests, *Geotechnical testing Journal*, Vol. 21, No. 2, pp. 120-131.
- Aubry D. , Kodaissi E. et Meimon Y. 1985. A viscoplastic constitutive equation for clays including a damage law, *Proceedings of the fifth international conference on numerical methods in geomechanics*, Nagoya, T.Kawamoto and Y.Ichikawa, Balkema, Rotterdam, 421-428.
- Baldi G., Bellotti R., Ghionna, V.N., Jamiolkowski, M. et LoPresti D.C.F. 1989. Modulus of sands from CPTs and DMTs, *Proceedings of the Twelfth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, Rio de Janeiro, pp. 165-170.
- Banerjee P.K., Stipho A.S. et Yousif N.B. 1985. A theoretical and experimental investigation of the behavior of anisotropically consolidated clay. *Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering*(2). ed. by P.K.Banerjee and R.Butterfield, Elsevier, p 1 – 42.
- Battaglio M., Bruzzi D., Jamiolkowski M. *et al.* 1986. Interpretation of CPT's and CPTU's : *4<sup>th</sup> International Geotechnical Seminar, Field Instrumentation and in-Situ Measurements*, 129 – 156.
- Bates C.R. 1989. Dynamic soil property measurements during triaxial testing, *Geotechnique*, 39(4), pp. 721-726.
- Baudet B. et Stallebrass S. A constitutive model for structured clays, *Geotechnique*, 54(4), 269-278.
- Been K. 1999. The critical state line and its application to soil liquefaction, *Physics and Mechanics of soil liquefaction*, Balkema, Rotterdam, pp. 195 – 204
- Benahmed N. 2001. Comportement cyclique d'un sable sous cisaillement monotone et cyclique. Application aux phénomènes de liquéfaction et de mobilité cyclique. *Thèse de doctorat de l'ENPC*.
- Benahmed N. , Canou, J. et Dupla, J.-C. 2004. Structure initiale et propriétés de liquéfaction statique d'un sable. *Comptes Rendus de l'Académie des Sciences (Mécanique)*, vol. 332, n°11, pp. 887-894.
- Berril J.B., Davis R.O., 1985. " Energy dissipation and seismic liquefaction of sands: Revised model " *Soils and Foundations*, Vol. 25, N° 2, p 106 - 118.

Bierschwale J. G. et Stokoe K. H. 1984. Analytical Evaluation of Liquefaction Potential of Sands Subjected to the 1981 Westmorland Earthquake. Geotechnical Engineering Report GR 84-15, University of Texas, Austin.

Blake T. F., Hollingsworth R.A. et Stewart J. P. 2002. Recommended Procedures for Implementation of DMG Special Publication 117, Guidelines for Analyzing and Mitigating Landslide Hazards in California, Southern California Earthquake Center, University of Southern California.

Boulanger R.W., Mejia L.H. et Idriss, I.M. 1997. Liquefaction at Moss Landing during the Loma Prieta earthquake, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123 (5), ASCE, pp. 453-467.

Brignoli E. G. M., Gotti M. et Stokoe K.H. 1996. Measurement of shear waves in laboratory specimens by means of piezoelectric Transducers. *Geotechnical testing Journal*, Vol. 19, 384 – 397.

Brocanelli D. et V. Rinaldi 1998. Measurement of low-strain material damping and wave velocity with bender elements in the frequency domain", *Can. Geotech. J./Rev. can. geotech.* 35(6): 1032-1040.

Burghignoli A., Milizino S. et Soccodato F.M. 1998. The effect of bond degradation in cemented clayey soils, *Proceedings of the second international symposium on hard soils—soft Rocks*, Evangelista & Picarelli eds, Italy, Balkema, Rotterdam.465-472.

Cabot G. P. 2000. Continuum damage modeling, *Constitutive modeling of geomaterials*, ed. B. Cambou, C. D. Prisco, HERMES science publishing Ltd, Oxford,33~57.

Cambou B. et Prisco C.D. 2000. *Constitutive modeling of geomaterials*. HERMES Science Publishing Ltd, Oxford.

Campanella R.G., Gillespie D. et Robertson P.K. 1982. Pore pressures during cone penetration, *Proceedings 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Vol. 2, Amsterdam, pp. 507-512.

Campanella R.G., Robertson P.K. et Gillespie D. 1986. Seismic cones penetration tests, *Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering*, ASCE GSP 6, pp. 116-130.

Campanella R.G. 1994. Field methods for dynamic geotechnical testing: an overview of capabilities and needs, *Dynamic Geotechnical Testing II*, ASTM STP 1213, Philadelphia, pp. 3-23.

Canou J., Benahmed N., Dupla J.-C. et De Gennaro, V. 2002. Instabilité de liquéfaction et phénomène de mobilité cyclique dans les sables. *Revue Française de Géotechnique*, n° 98,pp. 29-46.

Carol I. Rizzi E. et Willam K. 2001. On the formulation of anisotropic elastic degradation. I. Theory based on a pseudo-logarithmic damage tensor rate, *International Journal of Solids and Structures*,38, 491-518.

Carraro J.A.H. , Bandini P. et Salgado R.2003. Liquefaction resistance of clean and nonplastic silty sands based on cone penetration resistance: *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 965 – 976.

Cetin K. O. et Seed R. B. 2004. Nonlinear shear mass participation factor (rd) for cyclic shear stress ratio evaluation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* p 103 - 113.

Casagrande A. 1936. The determination of the preconsolidation load and its practical significance. *Proc. First Inter. Conf. Soil Mech.and Found. Eng.*, 3:60-64.

Castro G. 1975. Liquefaction and Cyclic Mobility of Saturated Sands, *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, Vol. 101, No. 6, pp. 551-569.

Chameau J.-L. , Clough A. , Frost J.D. et Reyna F.A.M.1998. Liquefaction characteristics of the San Francisco bayshore fills, *The Loma Prieta Earthquake of October17, 1989 – Liquefaction*, United States Geologic Survey Professional Paper 1551- B, pp. 9-24.

Chazallon C. et Hicher P.Y. 1995. An elastoplastic model with damage for bonded geomaterials, *Numerical Models in Geomechanics-NUMOG V*, G.N.Pande, S.Pietruszczak, Balkema, Rotterdam, 21~26.

Chen W.F. et Mizuno E. 1990. *Nonlinear Analysis in Soil Mechanics, Theory and Implementation*, Elsevier.

Chiarelli A.S. , Sibai M. et al 1999. Modeling of anisotropic elastoplastic damage in shale rocks. *Proceedings of the seventh International symposium on numerical models in geomechanics*, Austria, Balkema, Rotterdam, 21-26.

Clayton C.R. I. et Theron, M. & Best 2004. The measurement of vertical shear-wave velocity using side mounted bender elements in the triaxial apparatus. *Géotechnique* ,54, No.7, 495 – 498.

Cruse T. A. et Rizzo F. J. 1968. A direct formulation and numerical solution of the general transient elastodynamic problem. *J. Mathematical Analysis and Applications*, 22, 244-259.

Cuccovillo T. et Coop M.R. 1997. Yielding and pre-failure deformation of structured sands: *Géotechnique*, 47(3), 491 – 508.

Cui Y.J. et Marcial D. 2003. Etude du comportement des limons non saturés soumis aux vibrations ferroviaires(Lot1), 47 pages. Rapport SNCF

Cui Y.J. et Marcial D. 2003. Etude du comportement des limons non saturés soumis aux vibrations ferroviaires(Lot2), 24 pages. Rapport SNCF

Cui Y.J. , Delage P. , Marcial D. , Terpereau J-M et Marchadier G. 2003. Sur la susceptibilité à l'effondrement des loess du Nord de la France. *Proc. 16th Int. Conf. on Soils Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, vol. 1, 495-498.



Cui Y.J. et Magnan J-P. 2000. Affaissement locaux dus à l'infiltration d'eau. Chapitre 6 in "Géomécanique environnementale, risques naturels et patrimoine". Edition HERMES, pp. 139-164.

Cunning J.C., Robertson P.K. et Sego D.C. 1995. Shear wave velocity to evaluate in-situ state of cohesionless soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 32, pp. 848-858.

Dafalias Y.F. et HeiLCnann L.R. 1982. Bounding surface formulation of soil plasticity, soil mechanics - transient and cyclic loads: constitutive relations and numerical treatment, G.N.Pande and O.C.Zienkiewicz, p 53 – 282.

Dano C. et Hicher P.Y. 2002. Evolution of Elastic Shear Modulus in Granular Materials Along Isotropic and Deviatoric Stress Paths, *15<sup>th</sup> ASCE Engineering Mechanics Conference*, Columbia University, N.Y.

Dano C. , Hareb H. et Hycher P.Y. 2003. Characterization of Loire River Sand in the Small Strain Domain Using New Bender-Extender Elements, *16<sup>th</sup> ASCE Engineering Mechanics Conference*, University of Washington, Seattle.

Dano C. , Hicher P.Y. et Tailliez S. 2004. Engineering Properties of Grouted Sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 328 – 338.

David M P. et Zdravkovic L 1999. Finite element analysis in geotechnical engineering theory. Thomas Telford Limited, London.

Debasis R.2005. Liquefaction susceptibility and shear wave velocity : *Proceedings of the 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2, 435 – 438.

De Alba P. , Baldwin K. , Janoo V. , Roe G. et Celikkol B.1984. Elastic-wave velocities and liquefaction potential. *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, 7(2):77-87.

Delage P. et Cui Y.J. 1995. Comportement élastoplastique d'un limon compacté. *Comptes-Rendus de l'Académie des Sciences*, t. 320, série IIB, pp. 317-324.

Denisov N Y. 1951. Mechanical Properties of Loess and Loams. Gosstroizdat, Moscow, 136p. (In russian).

Derbyshire E , Meng X , Wang J. et al. 1996. Collapsible loess on the loess plateau of China. International , *Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences and Geomechanics Abstracts*,33(4):157.

Derbyshire E. , Kemp R. et Meng X.M. 1995. Variations in Loess and Palaeosol Properties as Indicators of Palaeoclimatic Gradients across the Loess Plateau of North China. *Quaternary Science Reviews* 14: 691-699.

Derbyshire E., Van Asch T. , Billard A. et Meng X.M. 1995. Modelling the erosional susceptibility of landslide catchments in thick loess: Chinese variations on a theme by Jan de Ploey. *Catena* 25: 315-331.

Dijkstra T.A. , Rogers C.D.F. , Smalley I.J. , Derbyshire E. , Li, Y.J. et Meng, X.M. 1994. The loess of north-central China: geotechnical properties and their relation to slope stability. *Engineering Geology*, 36: 153-171.

Dobry R. , Ladd R.S. , Yokel F.Y. , Chung R.M. et Powell D. 1982. Prediction of pore water pressure buildup and liquefaction of sands during earthquakes by the cyclic strain method. *NBS Building Science Series 138*, National Bureau of Standards, Gaithersburg, MD, 150 pp.

Draft Guidelines for Evaluating Liquefaction Resistance Using Shear Wave Velocity Measurements and Simplified Procedures 1999, NISTIR 6277 (National Institute of Standards and Technology), Building and Fire Research Laboratory, 1 – 100.

Dudley J.H. 1970. Review of Collapsing soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE. SM3(96), pp. 925-947.

Dyvik R. et Madshus C. 1985. Lab measurements of Gmax using bender element. *Proc. ASCE convention on Advances in the art of testing soils under cyclic conditions*, 186-196.

Evans M E. et Heller F. 2001. Magnetism of loess-palaeosol sequences: recent developments. *Earth-Science Reviews*, 54: 129~144.

Evans M.E. et Heller F. 2003. Environmental magnetism. Principles and applications of enviromagnetics, Academic Press, San Diego (311pp)

Ewins D.J. 1988. On the reliability of computational dynamic response prediction capabilities (dynas). Imperial Coll of Science & Technology, London, Engl ; Imregun, M. Source: *Journal of the Society of Environmental Engineers*, V 27, n 1, Mar, 1988, p 3-13

Fam M. et Santamarina J.C. 1997. A study of consolidation using mechanical and electromagnetic waves, *Geotechnique*, 47 (2), pp. 203 - 219.

Fawcett et Collis-George 1967. A filter-paper method for determining the moisture characteristics of soil , *Australian Journal of Experimental Agriculture and Animal Husbandry*, Volume 7 (Issue 25) Pages 162-167

Fear C.E. et Robertson P.K. 1995. Estimation of the undrained shear strength of sand: a theoretical framework, *Canadian Geotechnical Journal*, 32, pp. 859-870.

Feda J. 1966. Structural stability of subsidence loess soil from Praha-Dejvice. *Engineering Geology*, 1(3):201-219.

Fernandez A. L. 2000. Tomographic imaging the state of stress. PhD thesis, Civil Engineering, Georgia Institute of Technology, 298p.

Fernandez A.L. et Santamarina J.C. 2001. Effect of cementation on the small-strain parameters of sands. *Can. Geotech. J./Rev. can. geotech.* 38(1): 191-199.

Frost J.D. , Chameau J-L.A. , Reyna F.A.M. et Karanikolas P. 1993. Performance of fill soils during the Loma Prieta earthquake. *Proceedings*, Third International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering, Vol. 3, St. Louis, pp. 541- 546.

- Figueroa J.L. , Saada A. , Liang L. et Dahisaria N. 1994. Evaluation of soil liquefaction by energy principles. *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 120, N° 9, p 1554 - 1569.
- Finn W.D. L. 2002. State of the art for the evaluation of seismic liquefaction potential *Computers and Geotechnics*, p 329 - 341.
- Garitte B. , Vaunat J et Gens, A. 2005. A constitutive model that incorporates the effect of suction in cemented geological materials. Unpublished.
- Finn W.D.L. , Pickering D.J. et Bransby P.L. 1970. Effect of strain history on liquefaction of sand. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division* 96(SM6):1917-1934.
- Finn W. D. L. , Pickering D. J. et Bransby P. L. 1971. Sand Liquefaction in Triaxial and Simple Shear Tests, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 97, No. 4, pp. 639-659
- Gens A. et Nova R. 1993. Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks, *Geotechnical Engineering of hard soils-soft Rocks*, Balkema, Rotterdam, 485-494.
- Gibbs H.J. et Holtz W.G. 1957. Re-search on determining the density of sand by spoon penetration test. *Proc. 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, pp. 35-39.
- Hardin B.O. et Drnevich V.P. 1972. Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, *Journal of the Soil Mechnaics and Foundation Division*, 94(2), ASCE, pp. 353-368.
- Heller F. et Evans M. E. 1995. Loess magnetism, *Rev. Geophys.*, 33: 211—240.
- Hegazy Y.A. et Mayne P.W. 1995. Statistical correlations between shear wave velocity and cone penetration data for different soil types, *Proceedings, International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT 95)*, Vol. 2, Swedish Geotechnical Society Report No.3:95, Linkoping, pp. 173-178.
- Holtz R.D. et Kovacs W.D. 1981. An introduction to geotechnical engineering, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Hryciw R.D. et Thomann T.G. 1993. Stress-history-based model for  $G^e$  of cohesionless soils, *Journal of Geotechnical Engineering*, 119 (7), ASCE, pp. 1073-1093.
- Hwang H. , Wang L. et Yuan Z. 2000. Comparison of liquefaction potential of loess in Lanzhou, China, and Memphis, USA. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 20, p 389 - 395.
- Huang A.B. , Huang Y.T. et Ho F.J. 2005. Assessment of Liquefaction potential for a silty sand in Central Western Taiwan: *Proceedings of the 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2, 2653 – 2657.

Hyde A. F.L. et Higuchi T. 2005. Post liquefaction characteristics of low plasticity silt: *Proceedings of the 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2, 2659 – 2662.

Hynes M.E. et Olsen R.S. 1999. Influence of confining stress on liquefaction resistance. Proc. Intl. Workshop on Phys. and Mech. of Soil Liquefaction, Balkema, Rotterdam, The Netherlands, pp. 145-152.

Hynes M.E. 1988. Pore Pressure Generation Characteristics Of Gravel Under Undrained Cyclic Loading. Ph.D. Dissertation, Univ. of California, Berkeley, Calif.

Hynes M.E. , Whal R.E., Donaghe R.T. et Tsuchida, T. 1988. Seismic Stability Evaluation of Folsom Dam and Reservoir Project: Report 4, Mormon Island Auxiliary Dam-Phase I. US Army Engineer Waterways Experiment Station Technical Report GL-87-14, Vicksburg, Mississippi.

Indridason J.K. 1992. Strain based evaluation of liquefaction during the 1886 Charleston earthquake, *Research Project*, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of technology, Atlanta, GA, 158 pp.

Ishibashi I. 1992. Discussion to, Effect of soil plasticity on cyclic response, *Journal of Geotechnical Engineering*, 118 (5), ASCE, pp. 830-832.

Idriss I. M. , Dobry R. et Singh R. D. 1978. Nonlinear behaviour of soft clays during cyclic loading. *Journal of Geo-technical Engineering*, ASCE 104 (GT12): 1427-1447.

Idriss I.M. 1999. An update of the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential, *Presentation Notes*, Transportation Research Board '99 Workshop on New Approaches to Liquefaction Analysis, Washington D.C., January 10, 21 pp.

Ismail M.A , Joer H.A , Sim W.H. et Randolph M. F. 2002a. Effect of cement type on shear behaviour of cemented cal-careous soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 128(6): 520-529.

Ismail M.A , Joer H.A. , Randolph M. F. et Meritt, A. 2002b. Cementation of porous materials using calcite. *Géotechnique*, 52 (5): 313-324.

Ismail M.A. , Joer H. A. et Randolph M. F. 2000. Sample preparation technique for artificially cemented soils. *Geo-technical Testing Journal*. ASTM, 23 (2): 171-177.

Ishibashi I. 1992. Discussion to, Effect of soil plasticity on cyclic response, *Journal of Geotechnical Engineering*, 118 (5), ASCE, pp. 830-832.

Ishihara K. 1993. Liquefaction and flow failures during earthquakes, *Geotechnique*, 43 (3), pp. 351-415.

Ishihara K. et Koseki J. 1989. *Cyclic Shear Strength of Fines-Containing Sands*. Earthquake and Geotechnical. Engrg., Japanese Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokyo, 101-106

Jamiolkowski M. , Baldi G. , Bellotti, R. , Ghionna V. et Pasqualini E. 1985a. Penetration resistance and liquefaction of sands, *Proceedings Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 4, Balkema, Rotterdam, pp. 1891-1896.

Jamiolkowski M. , Ladd C.C. , Germaine J.T. et Lancellotta R. 1985b. New developments in field and laboratory testing of soils, *Proceedings Eleventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Vol. 1, Balkema, Rotterdam, pp. 57-153.

Joshi R.C. , G. Achari , S. R. Kaniraj et H. Wijeweera 1995. Effect of aging on the penetration resistance of sands, *Can. Geotech. J./Rev. can. geotech.* 32(5): 767-782 .

Jovičić V. , Coop M.R. et Simić M. 1996. Objective criteria for determining  $G_{max}$  from bender element tests, *Géotechnique* ,46, N0.2, 357 – 362.

Juang C. H. , Lee D.H. , Ku C.S. et Yuan H. 2002. Assessing CPT-based methods for liquefaction evaluation with emphasis on the cases from the Chi-Chi, Taiwan, earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, p241 - 258.

Juang H. , Yang S. H. , Yuan H. et Andrus R. 2003. Liquefaction-induced ground failure: a study of the Chi-Chi earthquake cases. *Engineering Geology* 17 p141 - 155.

Karl L. 2005. Dynamic Soil Properties out of SCPT and Bender Element Tests with Emphasis on Material Damping, PhD Thesis.

Kawadas M et Amorosi A. 2000. A constitutive model for structured soils”.*Geotechnique*, 50(3): 263~273

Kawaguchi T. , Mitachi T. et Shibuya S. 2001. Evaluation of shear wave travel time in laboratory bender element test. *Proc. 15th Int. Conf. on soil Mech. and Geotech. Eng.*, 155-158.

Kayabali K. 1996. Soil liquefaction evaluation using shear wave velocity: *Engineering Geology*, 44, 121 – 127.

Kayen R.E. , Mitchell J.K., Seed R.B. , Lodge A., Nishio S. et Coutinho R. 1992. Evaluation of SPT, CPT, and shear wave velocity based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data, *Proceedings 4th Japan-U.S. Workshop on Earthquake Resistance Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, NCEER-92-0019, Buffalo, NY, pp. 177-192.

Kayen R.E. et Mitchell J.K. 1997. Assessment of liquefaction potential during earthquakes by Arias intensity, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 123 (12), pp. 1162-1174.

Konrad J.M. 1988. Interpretation of Flat Plate Dilatometer Tests in Sands in Terms of the State Parameter, *Geotechnique*, 38 (2), pp. 263-277.

Khalili N. , Habte M.A. et Valliappan S. 2004. A bounding surface model for granular soils subject to cyclic loading. *Computational Mechanics*,p5-10, Beijing, China, 388.(CD ROM,7P).

- Knight K. 1961. The collapse structure of sandy sub-soils on wetting. PhD thesis, University of Witwatersrand.
- Knight K. 1963. The origin and occurrence of collapsing soils. Int. Proceedings of the 3rd Regional Conf. of Africa on SMFE[C]-127-130.
- Khoei A.R. , Azami A.R. et Haeri S.M. 2004. Implementation of plasticity based on models in dynamic analysis of earth and rockfill dams: A comparison of Pastor-Zienkiewicz and cap models. *Computers and Geotechnics*, 31, p 385-410.
- Kostadinov M.V. et Towhata I. 2002. Assessment of liquefaction-inducing peak ground velocity and frequency of horizontal ground shaking at onset of phenomenon. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 22, p309 - 322.
- Rollins K.M. , Evans M.D. , Diehl N.B. et Daily W.D. 1998. Shear Modulus and Damping Relationships for Gravels, *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, Volume 124, Issue 5, pp. 396-405.
- Lee J.S., Santamarina J.C., Bender Elements: Performance and Signal Interpretation 2004, *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1 – 14.
- Lee D.H, Ku C.S., Yuan H. (2003). " A study of the liquefaction risk potential at Yuanlin, Taiwan". *Engineering Geology* 71, p97 - 117.
- Lee, N.J. (1993). "Experimental Study of Body Wave Velocities in Sand Under Anisotropic Conditions", PhD. Dissertation, The University of Texas at Austin, 503p.
- Lee S.H. 1986. Investigation of Low-Amplitude Shear Wave Velocity in Anisotropic Material, PhD. Dissertation, The University of Texas at Austin, 395p.
- Leidwanger-RABIS R. , Chambon P. , Catel R. et Charlier X.L. Li. 1995 C. A parameter identification for the Dafalias-Kaliakin Bounding Surface model based on the Dilupress L.D. Test.
- Lemaitre J. 1992. A course on damage, mechanics, Springer-Verlag, Germany.
- Leon E. , Gassman S. L. et Talwani P. 2006. Accounting for Soil Aging When Assessing Liquefaction Potential, *J. Geotech. and Geoenviron. Engrg.*, Volume 132, Issue 3, pp. 363-377.
- Leroueil S. et Vaughan P.R. 1990. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks, *Géotechnique*, 40 (3), 467-488.
- Liao T. , Mayne P.W. , Tuttle M.P. , Schweig E.S. et Van Arsdale R.B. 2002. CPT site characterization for seismic hazards in the New Madrid seismic zone. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, p 943 - 950.
- Liao S.S.C. et Whitman R.V. 1986. Overburden correction factors for SPT in sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, 112 (3), ASCE, pp. 373-377.

- Lings M.L. et Greening P.D. 2001. A novel bender/extender element for soil testing, *Géotechnique*, 51, N0.8, 713 – 717.
- Marcelo J. , Devincenzi et Mireia C. 2001. Geotechnical characterization by in situ tests of a loess-like deposit in its natural state and after saturation, *International Conference on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories*, p159-166, Bali. IGOTEST, Figueres, Girona, Spain.
- Marcuson W.F. , Hynes M.E. et Franklin A.G. 1990. Evaluation and Use of Residual Shear Strength in Seismic Safety Analysis of Embankments, *Earthquake Spectra*, pp. 529-572.
- Marcuson W.F. et Bieganousky W.A. 1977. SPT and Relative Density in Coarse Sands. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 103, No. 11, pp.1295-1309.
- Martin J.R. et Clough G.W. 1994. Seismic parameters from liquefaction evidence, *Journal of Geotechnical Engineering*, 120 (8), ASCE, pp. 1345-1361.
- Masood T. et Mitchell J.K. 1993. Estimation of in-situ lateral stresses in soil by cone penetration tests, *Journal of Geotechnical Engineering*, 119 (10), ASCE, pp. 1624-1639.
- Mayne P.W. , Kulhawy F.H. et Kay J.N. 1990. Observations on the development of pore-water stresses during piezocone penetration in clays, *Canadian Geotechnical Journal*, 27 (4), pp. 418-428.
- Mayne P.W. 1991. Tentative method for estimating  $\sigma'_{ho}$  from qc data in sands, *Calibration Chamber Testing*, ISSOCT-1, Elsevier, New York, pp. 249-256.
- Mayne P.W. et Rix G.J. 1993.  $G_{max}$  -  $q_c$  relationships for clays, *Geotechnical Testing Journal*, 16 (1), ASTM, pp. 54-60.
- Mayne P.W. et Rix G.J. 1995. Correlations between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays, *Soils and Foundations*, 35 (2), pp. 107-110.
- Mayne P.W. , Schneider J.A. et Martin G.K. 1999. Small- and large-strain soils properties from seismic flat dilatometer tests, *Proceeding*, Pre-failure deformation characteristics of geomaterials, Torino '99, Balkema, Rotterdam, 8 pp.
- Mayne P., Schneider J. , Casey et al.T. 1999. Development of a Piezovibrocone for In-Situ Evaluation of Soil Liquefaction Potential and Postcyclic Residual Undrained Strength of Silty and Sandy Soils, Georgia Institute of Technology.
- Mesri G. , Feng T. W. et Benak M. 1990. Postdensification Penetration Resistance of Clean Sands, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol. 116, No. 7, pp. 1095-1115.
- Mitchell J.K. et Brandon T.L. 1998. Analysis and use of CPT in earthquake and environmental engineering, *Geotechnical Site Characterization*, Vol. 1, Balkema, Rotterdam, pp. 69-97.

Mitchell J.K. et Tseng D.J. 1990. *Assessment of Liquefaction Potential by Cone Penetration Resistance*. Proc., H.B. Seed Memorial Symp., Vol. 2, BiTech Publishing, Vancouver, B.jgvujklhgv, 335-350

Mitchell J.K. et Solymar Z. V. 1984. Time-Dependent Strength Gain in Freshly Deposited or Densified Sand. *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, Vol. 110, No. 11, pp. 1559-1576.

Mitchell J. K. 1986. Practical Problems from Surprising Soil Behavior. The 20<sup>th</sup> Terzaghi Lecture, *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, Vol. 112, No. 3, pp. 255-289.

Mohsin A.K.M. et Airey D.W. 2005. Influence of cementation and density on  $G_{max}$  for sand : *Proceedings of the 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2, 413 – 416.

Monaco P. , Marchetti S. , Totani G. et Calabrese M. 2005. Sand liquefiability assessment by Flat Dilatometer Test: *Proceedings of the 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2, 2693 – 2697.

Monge O. , Chassagneux D. et Mouroux P. 1998. Methodology for liquefaction hazard studies: new tool and recent applications. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 17, p 415 - 425.

Mroz Z. et Norris V.A. 1982. Elastoplastic and viscoplastic constitutive models for soils with application to cyclic loading, soil mechanics - transient and cyclic loads :constitutive relations and numerical treatment. *ed. G.N. Pande and O.C.Zienkiewicz*, p173-218.

Nakazawa H. , Ishihara K. , Tsukamoto Y. et Kamata T. 2004. Case studies on evaluation of liquefaction resistance of imperfectly saturated soil deposits. *Cyclic behavior of soils and liquefaction phenomena*, Triantafyllidis (ed). Taylor and Francis Group, London, p 295 - 304.

NCEER, 1997. Summary report, *Proceedings*, Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance, NCEER-97-0022, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, pp. 1-40.

Nemat-Nasser S. et Shokooch A. 1979. A unified approach to densification and liquefaction of cohesionless sand in cyclic shearing. *Canadian Geotechnical Journal*, Vol. 16, p 659 - 678.

Olsen R.S. 1988. Using the CPT for dynamic site response characterization, *Earthquake Engineering and Soil Dynamics II*, ASCE GSP 21, pp. 374-388.

Olsen R.S. 1994. *Normalization and prediction of geotechnical properties using the cone penetration test (CPT)*, Technical Report GL-94-29, U.S. Army Corps of Engineers, Vicksburg, August, 292 pp.

Olsen R.S. 1997. Cyclic liquefaction based on the cone penetrometer test, *Proceedings*, Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance, NCEER-97-0022, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, pp. 225-276.



Olsen R.S. et Koester J.P. 1995. Prediction of Liquefaction Resistance Using the CPT. Proceedings, CPT '95 -International Conference on Cone Penetration Testing, Linköping, Sweden

Olsen R.S. et Mitchell J.K. 1995. CPT stress normalization and prediction of soil classification, *Proceedings, International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT '95)*, Vol. 2, Swedish Geotechnical Society Report No. 3:95, Linköping, pp.

Olson S.M. 1997. Liquefaction shear strength of granular soils, *Preliminary Proceedings of the Workshop: Post-Liquefaction Shear Strength of Granular Soils*, NSF CMS-95-31678, Urbana, Illinois, pp. 123-146.

Olson S.M. et Stark T.D. 1998. CPT based liquefaction resistance of sandy soils, *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III*, ASCE GSP 75, pp. 325-336.

Orense R. P. 2005. Assessment of Liquefaction potential based on peak ground motion parameters : *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, 225 – 240.

Ohta Y. , Goto N. 1978. Empirical Shear Wave Velocity Equations in Terms of Characteristic Soil Indexes. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 6.

Pastor M. , Zienkiewicz O.C. et Leung K.H. 1985. Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. II. Non-associative models for sands, *Int. j. numer. anal. methods geomech.*, vol 9, 477~498.

Pastor M., O. C. Zienkiewicz and A. H. C. Chan (1990), Generalized plasticity and modelling of soil behaviour. *International Journal for Numerical And Analytical Methods in Geomechanics*, Vol 14; 151-190.

Pietruszczak S. and Poorooshasb H.B., 1985. "On modeling of cyclic behavior of soil", *Developments in Soil Mechanics and Foundation Engineering*(2). [ed. by](#) P.K.Banerjee and R.Butterfield, Elsevier, p 139 - 184.

Potts D. M et Zdravkovic L. 1999. Finite element analysis in geotechnical engineering Theory. Thomas Telford Limited, London.

Presti Lo. D. C. F. , Jamiolkowski M., Pallara O. , Cavallaro A. et Pedroni, S. 1997. Shear modulus and damping of soils. *Géotechnique*, 47 (3): 603-617.

Qian H.J. et Z.G. Lin 1988. Loess and its Engineering Problems in China. Proc. of the Int. Conf. Engineering problems of Regional Soils. 136-153. Chinese Institution of Soil Mech. and Found. Eng.

Rabis C. L. , Chambon R. , Catel P. et Charlier R. Li X.L. 1995. A parametric analysis for the Dafalias-Kaliakin bounding surface viscoplastic model, based on the Diflupress L.D. test, *Computers and Geotechnics*, 17, p 473-505.

Robertson P.K. et Wride C.E 1998. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal* Vol.35, p 442 - 459.

Rashidian M. 1995. Undrained Shearing Behavior of Gravelly Sands and Its relation with Shear Wave Velocity. Thesis, Geotechnical Engineering Laboratory, Department of civil Engineering, University of Tokyo, Japan, 343 p.

Reyna F. et Chameau J.L. 1991. Dilatometer based liquefaction potential of sites in the Imperial Valley, *Proceedings*, Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. 1, St. Louis, pp. 385-392.

Richart F.E. Jr. , Hall Jr. et Woods R.D. 1970. Vibration of Soils and Foundations, Prentice-Hall, Inc.

Rix G.J. et Stokoe K.H. 1991. Correlation of initial tangent modulus and cone penetration resistance, *Calibration Chamber Testing*, ISSOCT-1, Elsevier, New York, pp. 351-362.

Robertson P.K. 1990. Soil classification using the cone penetration test, *Canadian Geotechnical Journal*, 27 (1), pp. 151-158.

Robertson P.K. et Campanella R.G. 1983. Interpretation of cone penetrometer test: Part I: Sand, *Canadian Geotechnical Journal*, 20 (4), pp. 718-733.

Robertson P.K. et Campanella R.G. 1983. Interpretation of cone penetrometer test: Part II: Clay, *Canadian Geotechnical Journal*, 20 (4), pp. 734-745.

Robertson P.K. et Campanella R.G. 1985. Liquefaction potential of sands using the CPT, *Journal of Geotechnical Engineering*, 111 (3), ASCE, pp. 384-403.

Robertson P.K. , Campanella R.G. , Gillespie, D. et Greig J. 1986. Use of piezometer cone data, *Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering*, ASCE GSP 6, pp. 1263-1280.

Robertson P.K. , Sasitharan S. , Cunning J.C. et Sego D.C. 1995. Shear-wave velocity to evaluate in-situ state of Ottawa sand, *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(3), ASCE, pp. 262-273.

Robertson P.K. , Woeller D.J. et Finn W.D.L. 1992a. Seismic cone penetration test for evaluating liquefaction potential under cyclic loading, *Canadian Geotechnical Journal*, 29, pp. 686-695.

Robertson P.K. , Woeller D.J. , Kokan, M. , Hunter J. et Luternaur J. 1992b. Seismic techniques to evaluate liquefaction potential, *45th Canadian Geotechnical Conference*, Toronto, Ontario, October 26-28, pp. 5:1-5:9..

Robertson P.K. et Wride F. C.E. 1997. Cyclic liquefaction and its evaluation based on the SPT and CPT, *Proceedings*, Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance, NCEER-97-0022, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, pp. 41-88.

Robertson P.K. et Wride C.E. 1998. Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test, *Canadian Geotechnical Journal*, 35 (3), pp. 442-459. Rowe, P.W. (1964). The stress dilatency relations for static equilibrium of an assembly of particles in contact, *Proceedings*, Royal Society, London, Series A, Vol. 269, pp. 500- 527.

- Roesler S.K. 1979. Anisotropic Shear Modulus due to Stress Anisotropy. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol. 105, No GT7, pp. 871 – 880
- Romero E , Gens A et Loret A. 1999. Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay. *Engineering Geology*, 54: 117-127
- Roy D. , Campanella R.G. , Byrne P.M. et Hughes J.M.O. 1997. Strain level and uncertainty of liquefaction related index tests, *Uncertainty in the Geologic Environment: From Theory to Practice*, Vol. 2, GSP 58, ASCE, New York, pp. 1149-1162.
- Sahaphol T. et Miura S. 2005. Shear Moduli of Volcanic Soils, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, 157 – 165.
- Sanchez-Salinero I. , Rosset J.M. et Stokoe K. H. II. 1986. Analytical studies of body wave propagation and attenuation, Report GR-86-15, University of Texas, Austin. 272p.
- Santamarina J.C. , Fam M.A. et Klein K. 1999. *Particulate Materials: Characterization with Elastic and Electromagnetic Waves*, John Wiley & Sons, under contract.
- Schmertmann J.H. 1991. The Mechanical Aging of Soils. The 25<sup>th</sup> Terzaghi Lecture, *J. Geotech. Engrg.*, ASCE, Vol. 117, No. 9, pp. 1288-1330.
- Seed H.B. et Idriss I.M. 1970. Soil moduli and damping factors for dynamic response analysis, *Report No. EERC 70-10*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, reprinted in *H. Bolton Seed Selected Papers*, Vol. 1, BiTech Publishers, Ltd., Vancouver, pp. 277-308.
- Seed H.B. et Idriss I.M. 1971. Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential, *Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE*, 97 (SM9), pp. 1249-1273.
- Seed H.B. , Idriss I.M. , Makdisi F. et Banerjee N. 1975. Representation of irregular stress time histories by equivalent uniform stress series in liquefaction analysis, *EERC 75-29*, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Seed H.B. , Idriss I.M. et Arango I. 1983. Evaluation of liquefaction potential from field performance data, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 109 (3), pp. 458-482.
- Seed H.B. et DeAlba P. 1986. Use of SPT and CPT tests for evaluation of the liquefaction resistance of soils, *Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering*, ASCE GSP 6, pp. 281-302.
- Seed R.B. et Harder L.F. 1990. SPT-based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength, *H. Bolton Seed Memorial Symposium*, Vol. 2, BiTech Publishers, Vancouver, pp. 351-376.
- Seed H.B. , Wong R.T. , Idriss I.M. et Tokimatsu K. 1986. Moduli and Damping Factors for Dynamic Analysis of Cohesionless Soils: *Journal of Geotechnical Engineering*, 112(11), 1016 – 1032 .

- Seed H.B. et Peacock W.H. 1971. Test Procedures for Measuring Soil Liquefaction Characteristics *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, Vol. 97, No. 8, pp. 1099-1119.
- Senneset K. , Janbu N. et Svano G. 1982. Strength and deformation parameters from cone penetration tests, *Proceedings 2nd European Symposium on Penetration Testing*, Vol. 2, Amsterdam, pp. 863-870.
- Shao J.F. , Bart M. et Lydzba D. 1999. A constitutive model for poroelastic damage in porous brittle materials, *Proceedings of the seventh International symposium on numerical models in geomechanics*, G.N. Pande, S.Pietruszczak, H.F. Schweiger, Graz, Austria, Balkema, Rotterdam, 3-8.
- Sharma S.S. et Fahey M. 2003. Evaluation of Cyclic Shear Strength of Two Cemented Calcareous Soils , *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 608 – 618.
- Sharama S.S. et Fahey M. 2003. Cyclic deformation characteristics of cemented calcareous soil, *Deformation characteristics of Geomaterials*, Di Benedetto et al, p169-177.
- Sharma S. S. et Fahey M. 2002b. Degradation of stiffness of cemented calcareous soil in cyclic triaxial tests. *Journal of Geotechnical & and Geoenvironmental Engineering*, ASCE (Accepted).
- Shibata T. et Teparaksa W. 1988. Evaluation of liquefaction potential of soils using cone penetration tests, *Soils and Foundations*, 28 (2), pp. 49-60.
- Shirley D.J. et Hampton L. D. 1978. Shear wave measurements in laboratory sediments. *J.,Acoustical Society of America*, 63(2), 607-613.
- Skempton A.W. 1986. Standard penetration test procedures and the effects of overburden pressure, relative density, particle size, ageing, and overconsolidation, *Geotechnique*, 36 (3), pp. 425 – 447
- Stephanoff G. et Kremakov B. 1960. Building Properties of Bulgarian Loess Soils. Sofia:Publishing Office Techniika, 220.
- Studer J.A. et Koller M.G. 1997. Bodendynamik; Grundlagen, kennziffern, Probleme. Springer, Berlin, 2 edition.
- Suzuki Y. , Tokimatsu K. , Koyamada K. , Taya Y. et Kubota, Y. 1995b. Field correlation of soil liquefaction based on CPT data, *Proceedings, International Symposium on Cone Penetration Testing (CPT '95)*, Vol. 2, Swedish Geotechnical Society Report No. 3:95, Linkoping, pp. 583-588.
- Suzuki Y. , Tokimatsu K. , Taya Y. et Kubota Y. 1995a. Correlation between CPT data and dynamic properties of in-situ frozen samples, *Proceedings, 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, St. Louis, Vol. I, pp. 249-252.

Sykora D.W. 1987. Examination of Existing Shear Wave Velocity and Shear Modulus Correlations in Soils. U.S. Army Corps of Engineers, Waterways Experiment Station, Miscellaneous Paper GL-87-22.

Teachavoransinsun S. , Tatsuoka F. et Lo Presti D.C.F. 1994. Effects of cyclic prestraining on dilatancy characteristics and liquefaction of sand. In Shibuya, Mitachi & Miura (eds): *Pre-failure deformation of geomaterials*: 75-80.

Tarantino A. et Mongiovi L. 2003. Calibration of tensiometer for direct measurement of matric suction, *Geotechnique*. Vol. 53, no. 1, pp. 137-41.

Teymur B. et Madabhushi S.P.G. 2005. Liquefaction potential of horizontal layers in successive earthquakes : *Proceedings of the 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2, 2719 – 2722.

Tokimatsu K. et Ushida A. 1990. Correlation between liquefaction resistance and shear wave velocity : *Soils and Foundations*, 30 (2), 33 – 42.

Tokimatsu K. , Kuwayama S. et Tamura S. 1991. Liquefaction potential evaluation based on Rayleigh wave investigation and its comparison field behavior, *Proceedings Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics*, March 11-15, 1991, St. Louis, Missouri, pp. 357-364.

Truty A. 1995. Modeling of soil behavior under monotonic and cyclic loading. *Proceedings of the fifth international symposium on numerical models in geomechanics*, ed. by G.N. Pande and S.

Vatsala A. , Nova R. et Srinivasa B.R.M. 2001. Elastoplastic model for cemented soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* , 679-687.

Vaunat J. et Gens. A. 2003. Bond degradation and irreversible strains in soft argillaceous rock. A: *Proceedings of the 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* . Verlag Glueckhauf GmbH, p. 479-484.

Vaunat J. et Gens. A. 2003. Numerical modelling of an excavation in a Hard Soil/Soft Rock formation by use of a coupled damage/plasticity model. A: *Computational Plasticity VII*. CIMNE, p. 232-249.

Viggiani G. et Atkinson J.H. 1995. Stiffness of fine-grained soil at very small strains. *Géotechnique*, 45 No.2, 249 – 265.

Viggiani G. et Atkinson J.H. 1997. Interpretation of bender element tests, *Géotechnique*, 45, N0.1, 149 – 154.

Wang W. 1979. *Some Findings in Soil Liquefaction*. Report Water Conservancy and Hydro-electric Power Scientific Research Institute, Beijing, China, 1-17.

Wheeler S. J. 1996. Inclusion of specific water volume within an elasto-plastic model for unsaturated soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 33: 42-57.

Wood D.M. 1990. *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press, Cambridge, 462 pp.

Woods R.D. 1994. Laboratory measurement of dynamic soil properties, *Dynamic Geotechnical Testing II*, ASTM STP 1213, Philadelphia, pp. 165-190.

Wood A. M. et D. & Greening 2003. Source near-field effects and pulse tests in oil samples, *Géotechnique*, No. 3, 337 – 345.

Wroth C.P. 1988. Penetration testing - A more rigorous approach to interpretation, *Penetration Testing 1988*, Balkema, Rotterdam, pp. 303-311.

Yamada S. et Yoshimoto N. 2005. Dynamic shear moduli for clayey soils with various grain size distribution and plasticity: *Proceedings of the 16<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2, 455 – 458.

Yang S. , Sandven R. et Grande L. 2004. Cyclic behavior of sand-silt mixtures. Cyclic behavior of soils and liquefaction phenomena, Triantafyllidis (ed). Taylor and Francis Group, London, p 269-274.

Yasuhara Y. , Hyde A.F.L. , Toyota N. et Murakami S. 1997. Cyclic stiffness of plastic silt with an initial drained shear stress. Jardine, R. J., Davies, M. C. R., Hight, D. W., Smith, A. K. C & Stallebrass, S. E. (eds), *Géotechnique symposium in print (SIP) on Pre-failure Deformation Be-haviour of Geomaterials*: 373-382.

Yoshimine M. , Robertson P.K. et Wride C.E. 1999. Undrained shear strength of clean sands to trigger flow liquefaction. *Canadian Geotechnical Journal* Vol.36, p 891 - 906.

Youd et al. 1997. Summary report on liquefaction resistance of soils. 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils, p 1- 40.

Youd T.L. et Hoose S. N. 1977. Liquefaction Susceptibility and Geologic Setting. *Proceedings, Sixth World Conference on Earthquake Engineering*, New Delhi, India, Volume III, pp. 37-42.

Yunmin C. , Han K. et Ren-peng C. 2005. Correlation of shear wave velocity with liquefaction resistance based on laboratory tests: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, 461 – 469.

Youd T.L. 1997. Seismic factors for use in evaluating earthquake resistance, *Proceedings, Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance*, NCEER-97-0022, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, pp. 191-200.

Youd T.L. , Kayen R.E. et Mitchell J.K. 1997. Liquefaction criteria based on energy content of seismograms, *Proceedings, Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance*, NCEER-97-0022, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, pp. 217-224.

Youd T.L. et Noble S.K. 1997. Magnitude scaling factors, *Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance*, NCEER-97-0022, Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY, pp. 149-165.

Youd T.L. 1999. Physics and mechanics of liquefaction from field records and experience, *Physics and Mechanics of Soil Liquefaction*, Balkema, Rotterdam, pp. 325-334.

Youd et al. 2001. Liquefaction resistance of soils: Summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF Workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, p 817 - 833.

Youd T.L. et Perkins D.M. 1978. Mapping liquefaction-induced ground failure potential: American Society of Civil Engineers *Journal of Geotechnical Engineering*, v. 104, no. 4, p. 433-446.

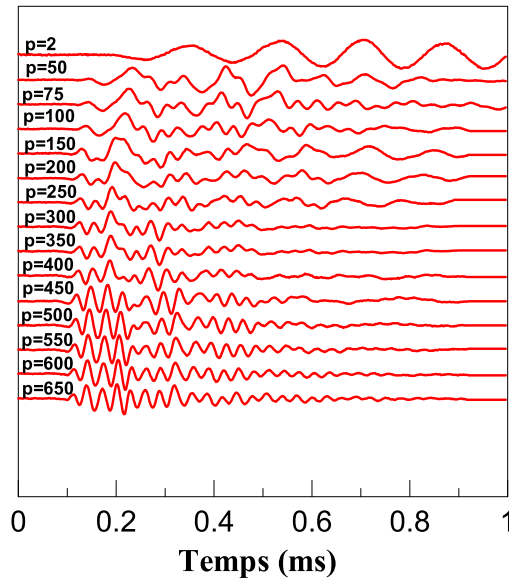
Youd T.L. et Hoose S.N. 1978. Historical ground failures in Northern California triggered by earthquakes: United States Geological Survey Professional Paper 993.

Yu P. et Richart F.E. Jr. 1984. Stress Ratio Effects on Shear Modulus of Dry Sands. *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol. 110, No.3, pp. 331-345.

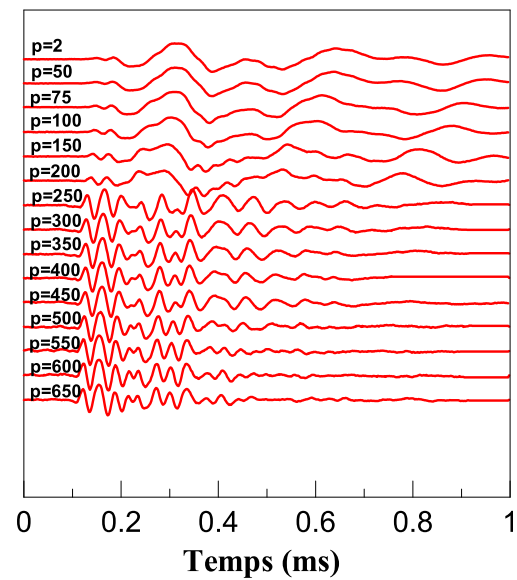
Zhou Y-g. et Chen Y-m. 2005. Influence of seismic cyclic loading history on small strain shear modulus of saturated sands: *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25, 341 – 353.

Zienkiewicz O.C. , Leung K. H. et Pastor M. 1985. Simple model for transient soil loading in earthquake analysis. I. Basic model and its application. *International Journal for Numerical And Analytical Methods in Geomechanics*, Vol 9; 453-476.

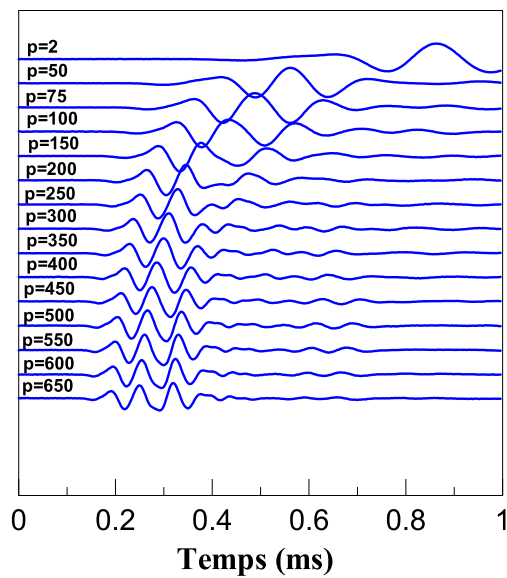
## Annexe



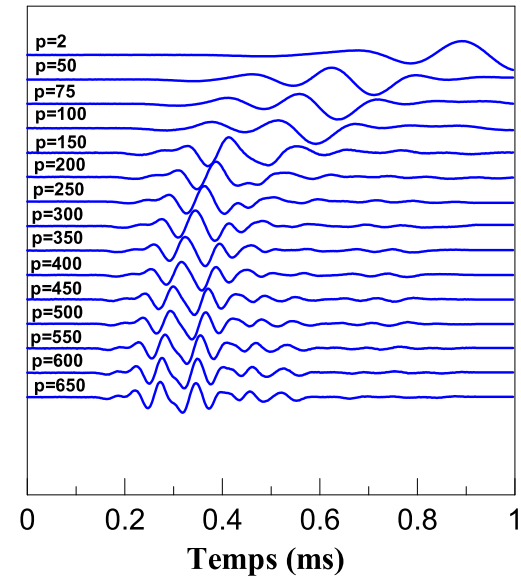
(a)



(b)



(c)



(d)

Représentation des variations de la vitesse d'onde de cisaillement en domaine du temps pour le sol 2,20m porté à différentes teneurs en eau (voir chapitre IV p. 156) :

(a)  $w=10\%$     (b)  $w=17\%$     (c)  $w=23\%$     (d)  $w=33\%$